

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**"ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE LA
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SANTA ROSA - SAN
JUAN DE CUMBAZA EN EL DISTRITO DE TARAPOTO -
SAN MARTÍN**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

**RENZO RENATO FLORES ARÉVALO
JUAN CARLOS DÍAZ VÁZQUEZ**

ASESOR:

ING° GILBERTO ALIAGA ATALAYA

CO - ASESOR:

ING° MANUEL VILLOSLADA TRUJILLANO

MORALES - PERÚ

2014

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE LA
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SANTA ROSA – SAN
JUAN DE CUMBAZA EN EL DISTRITO DE TARAPOTO – SAN
MARTÍN”**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:
RENZO RENATO FLORES ARÉVALO
JUAN CARLOS DÍAZ VÁSQUEZ

SUSTENTADO Y APROBADO ANTE EL HONORABLE JURADO

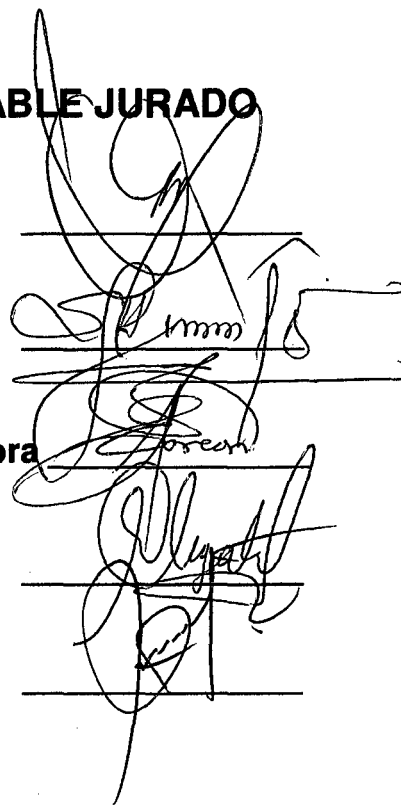
Presidente : Dr. Ing. Serbando Soplopuco Quiroga

Secretario : Ing. Santiago Chávez Cachay

Miembro : Msc. Ing. José Evergisto Alarcón Zamora

Asesor : Ing. Gilberto Aliaga Atalaya

Co-Asesor : Ing. Manuel Villoslada Trujillano

The image shows five horizontal lines, each with a handwritten signature written over it. The signatures are in black ink and vary in style, representing the members of the honorable jury mentioned in the text to the left.

DEDICATORIAS

Dedico este trabajo al esfuerzo y dedicación, pero sobre todo a las ganas que cada persona tiene para superarse a pesar de las dificultades o limitaciones que se les pueda presentar, puesto que al final uno obtendrá lo que desea solo a base de estas consignas.

Renzo Renato.

Dedico la presente tesis a Dios por mostrarme día a día que con humildad, paciencia y sabiduría, todo es posible.

A mis padres, Maritza y Olwart, quienes con su amor, apoyo y comprensión incondicional estuvieron siempre a lo largo de mi vida estudiantil; a mis tíos, Victoria y Wildoro, por todo el apoyo y los buenos consejos para seguir adelante con mis metas; a todos ellos que siempre tuvieron una palabra de aliento en los momentos difíciles y que han sido incentivos en mi vida.

Juan Carlos.

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo de Tesis, primeramente nos gustaría agradecerle a ti Dios, por bendecirnos para llegar hasta donde hemos llegado, porque hiciste realidad este sueño anhelado.

Agradecemos a nuestra Alma Mater que nos dio la oportunidad de formarnos profesionalmente dentro de ella, a nuestros profesores de entonces, al Ingeniero Gilberto Aliaga Atalaya y al Ingeniero Manuel Villoslada Trujillano por la orientación adecuada en la presentación de este modesto trabajo.

Renzo Renato y Juan Carlos.

INDICE

	Página
CARÁTULA	i
CONTRACARÁTULA	ii
DEDICATORIAS	iii
AGRADECIMIENTO	iv
INDICE	v
RESUMEN	xxxv
ABSTRACT	xxxvi
I. INTRODUCCION	01
1.1. Generalidades	01
1.2. Exploración Preliminar Orientando la Investigación	01
1.3. Aspectos Generales del Estudio	04
1.3.1.- Localización	05
1.3.2.- Ubicación	05
1.3.3.- Vías de Acceso	05
II. MARCO TEORICO	07
2.1. Antecedentes, Planeamiento, Delimitación y Formulación del Problema	07
2.1.1.- Antecedentes del Problema	07
2.1.2.- Planteamiento del Problema	07
2.1.3.- Delimitación del Problema	07
2.1.4.- Formulación del Problema	08
2.2. Objetivos: General y Específico	08
2.2.1.- Objetivo General	08
2.2.2.- Objetivos Específicos	08
2.3. Justificación de la Investigación	09
2.4. Delimitación de la Investigación	09
2.5. Marco Teórico	10
2.5.1.- Antecedentes de la Investigación	10
2.5.2.- Marco Teórico	14
2.5.2.1.- Puentes	14

2.5.2.5.7.4.- Cálculo de Esfuerzos en Vigas Hiperestáticas	52
2.5.2.5.8.- Arcos	61
2.5.2.5.8.1.- Hipótesis Fundamentales	62
2.5.2.5.8.2.- Arco Triarticulado	63
2.5.2.5.8.3.- Arco Biarticulado	65
2.5.2.6.- Propiedades de los Materiales	67
2.5.2.6.1.- Materiales Anisotrópicos	67
2.5.2.6.2.- Uso de las Propiedades de los Materiales En Programas de Computadora	70
2.5.2.6.3.- Materiales Ortotrópicos	71
2.5.2.6.4.- Materiales Isotrópicos	71
2.5.2.6.5.- Deformación en el Plano en Materiales Isotrópicos	72
2.5.2.6.6.- Esfuerzo en el Plano en Materiales Isotrópicos	73
2.5.2.6.7.- Propiedades de Materiales Axisimétricas	74
2.5.2.6.8.- Relaciones de Fuerza-Deformación	74
2.5.2.7.- Elementos Unidimensionales	76
2.5.2.7.1.- Elemento de Pórtico Bidimensional	77
2.5.2.7.2.- Elemento de Pórticos Tridimensional	81
2.5.2.7.3.- Liberación de Extremo de los Elementos	85
2.5.2.8.- Elementos Isoparamétricos	87
2.5.2.8.1.- Fórmulas de Integración Unidimensionales	88
2.5.2.8.2.- Integración Numérica en dos Dimensiones	89
2.5.2.8.3.- Elementos Triangulares y Tetraédricos	91
2.5.2.9.- Condiciones de Frontera y Restricciones Generales	91
2.5.2.9.1.- Condiciones de Frontera de Desplazamientos	92

2.5.2.9.2.- Problemas Numéricos en el Análisis	
Estructural	93
2.5.2.9.3.- Restricciones Rígidas	95
2.5.2.9.4.- Uso de Restricciones en el Análisis	
De Viga – Losa	97
2.5.2.10.- Elemento Shell	98
2.5.2.10.1.- Un Simple Elemento de Cáscara	
Cuadrilateral	98
2.5.2.10.2.- Modelos de Cáscaras Curvos con	
Elementos Planos	99
2.5.2.10.3.- Elementos de Cáscaras Triangulares	101
2.5.2.10.4.- Elementos Sólidos para Análisis de	
Cáscaras	101
2.5.2.11.- Líneas de Influencia	102
2.5.2.11.1.- Principios de Muller-Breslau	102
2.5.2.11.2.- Líneas de Influencia para una Viga	
Con Extremos Empotrados	108
2.5.2.12.- Métodos de Diseño para Puentes de Carretera ...	111
2.5.2.13.- Consideraciones Iniciales de Diseño	112
2.5.2.14.- Estados Límites	113
2.5.2.14.1.- Estado Límite de Servicio	114
2.5.2.14.2.- Estado Límite de Fatiga y Fractura	114
2.5.2.14.3.- Estado Límite de Resistencia	114
2.5.2.14.4.- Estados Límites correspondientes a	
Eventos Extremos	115
2.5.2.15.- Cargas y Factores de Carga	115
2.5.2.15.1.- Cargas y Denominación de las Cargas ..	115
2.5.2.15.2.- Cargas Permanentes: DC, DW y EV	118
2.5.2.15.3.- Cargas de Suelo: EH, ES y DD	119
2.5.2.15.4.- Sobrecargas Gravitatorias: LL y PL	120
2.5.2.15.5.- Carga de Fatiga	122
2.5.2.15.6.- Cargas de Tránsito Ferroviario	123
2.5.2.15.7.- Cargas Peatonales	123

2.5.2.16.- Incremento por Carga Dinámica	123
2.5.2.17.- Fuerza de Frenado	124
2.5.2.18.- Efectos Sísmicos: EQ	125
2.5.2.18.1.- Coeficiente de Aceleración	126
2.5.2.18.2.- Categorización de las Estructuras	126
2.5.2.18.3.- Zonas de Comportamiento Sísmico	127
2.5.2.18.4.- Condiciones Locales	127
2.5.2.18.5.- Coeficiente de Respuesta Sísmica	
Elástica	128
2.5.2.18.6.- Factores de Modificación de Respuesta .	129
2.5.2.19.- Carga de Viento: WL y WS	131
2.5.2.19.1.- Presión Horizontal del Viento	131
2.5.2.19.2.- Presión del Viento sobre las	
Estructuras: WS	132
2.5.2.20.- Empuje del Suelo: EH, ES y LS	133
2.5.2.21.- Análisis Estructural – AASHTO	134
2.5.2.21.1.- Métodos de Análisis Estructural	
Aceptables	134
2.5.2.21.2.- Modelos Matemáticos	135
2.5.2.21.3.- Comportamiento Estructural del	
Material	136
2.5.2.21.3.1.- Comportamiento Elástico	136
2.5.2.21.3.2.- Comportamiento Inelástico	137
2.5.2.21.4.- Geometría	138
2.5.2.21.4.1.- Teoría de las Pequeñas	
Deflexiones	138
2.5.2.21.4.2.- Teoría de las Grandes	
Deflexiones	138
2.5.2.21.4.3.- Métodos Aproximados	139
2.5.2.21.4.4.- Modelos de Condiciones	
de Borde	140
2.5.2.21.4.5.- Miembros Equivalentes	140
2.5.2.21.5.- Análisis Estático	141

2.5.2.21.5.1.- Influencia de la Geometría	141
2.5.2.21.5.2.- Métodos Aproximados de Análisis	142
2.5.2.22.- Propiedades de los Materiales – AASHTO	147
2.5.2.23.- Deformaciones	149
2.5.3.- Marco Conceptual: Terminología Básica	155
2.5.4.- Marco Histórico	157
2.6. Hipótesis	166
 III. MATERIALES Y MÉTODOS	167
3.1. Materiales	167
3.1.1.- Recursos Humanos	167
3.1.2.- Recursos Materiales	167
3.1.3.- Recursos de Equipos	167
3.1.4.- Recursos Informáticos	167
3.2. Metodología	167
3.2.1.- Universo, Población, Muestra	167
3.2.1.1.- Universo	167
3.2.1.2.- Población	168
3.2.1.3.- Muestra	168
3.2.2.- Sistema de Variables	168
3.2.2.1.- Variable Independiente	168
3.2.2.2.- Variable Dependiente	168
3.2.3.- Diseño Experimental de la Investigación	168
3.2.4.- Diseño de Instrumentos	170
3.2.5.- Procesamiento de Información	170
3.2.5.1.- Datos Generales	170
3.2.5.1.1.- Primera Propuesta	172
3.2.5.1.1.1.- Descripción	172
3.2.5.1.1.2.- Materiales	172
3.2.5.1.1.3.- Predimensionamiento	173
3.2.5.1.1.4.- Análisis Estructural	175
3.2.5.1.1.4.1.- Modelo Estructural en CSI Bridge	175

3.2.5.1.1.4.2.- Cargas	176
3.2.5.1.1.4.2.1.- Cargas Muertas (DC)	176
3.2.5.1.1.4.2.2.- Peso de Asfalto (DW)	178
3.2.5.1.1.4.2.3.- Cargas Transitorias: PL y LL .	179
3.2.5.1.1.4.2.4.- Carga Peatonal: PL	179
3.2.5.1.1.4.2.5.- Cargas Vivas (LL)	180
3.2.5.1.1.4.2.5.1.- Carga en la Línea de Diseño	182
3.2.5.1.1.4.2.5.2.- Vehículos de Diseño	182
3.2.5.1.1.4.2.6.- Análisis de Losa	186
3.2.5.1.1.4.2.7.- Análisis de Viga Diafragma ...	187
3.2.5.1.1.4.2.8.- Efectos Dinámicos	188
3.2.5.1.1.4.2.9.- Cargas de Viento (WL y WS) .	191
3.2.5.1.1.4.2.10.- Cargas de Sismo (EQ)	198
3.2.5.1.1.5.- Combinaciones de los Estados Límites	209
3.2.5.1.1.6.- Líneas de Influencia	214
3.2.5.1.1.7.- Diagrama de Respuestas Por Esfuerzos Internos	216
3.2.5.1.2.- Segunda Propuesta	237
3.2.5.1.2.1.- Descripción	237
3.2.5.1.2.2.- Materiales	237
3.2.5.1.2.3.- Predimensionamiento	238
3.2.5.1.2.4.- Análisis Estructural	240
3.2.5.1.2.4.1.- Modelo Estructural en CSI Bridge	240
3.2.5.1.2.4.2.- Cargas	241
3.2.5.1.2.4.2.1.- Cargas Muertas (DC)	241
3.2.5.1.2.4.2.2.- Peso de Asfalto (DW)	241
3.2.5.1.2.4.2.3.- Cargas Transitorias: PL y LL .	242
3.2.5.1.2.4.2.4.- Carga Peatonal: PL	242
3.2.5.1.2.4.2.5.- Cargas Vivas (LL)	243
3.2.5.1.2.4.2.5.1.- Carga en la Línea de Diseño	244

3.2.5.1.2.4.2.5.2.- Vehículos de Diseño	244
3.2.5.1.2.4.2.6.- Análisis de Losa	248
3.2.5.1.2.4.2.7.- Análisis de Viga Diafragma ...	249
3.2.5.1.2.4.2.8.- Efectos Dinámicos	250
3.2.5.1.2.4.2.9.- Cargas de Viento (WL y WS) .	251
3.2.5.1.2.4.2.10.- Cargas de Sismo (EQ)	256
3.2.5.1.2.5.- Combinaciones de los Estados Límites	265
3.2.5.1.2.6.- Líneas de Influencia	268
3.2.5.1.2.7.- Diagrama de Respuestas Por Esfuerzos Internos	269
3.2.5.1.3.- Tercera Propuesta	280
3.2.5.1.3.1.- Descripción	280
3.2.5.1.3.2.- Materiales	280
3.2.5.1.3.3.- Predimensionamiento	283
3.2.5.1.3.4.- Análisis Estructural	284
3.2.5.1.3.4.1.- Modelo Estructural en CSI Bridge	284
3.2.5.1.3.4.2.- Cargas	285
3.2.5.1.3.4.2.1.- Cargas Muertas (DC)	285
3.2.5.1.3.4.2.2.- Peso de Asfalto (DW)	286
3.2.5.1.3.4.2.3.- Cargas Transitorias: PL y LL .	287
3.2.5.1.3.4.2.4.- Carga Peatonal: PL	287
3.2.5.1.3.4.2.5.- Cargas Vivas (LL)	288
3.2.5.1.3.4.2.5.1.- Carga en la Línea de Diseño	289
3.2.5.1.3.4.2.5.2.- Vehículos de Diseño	290
3.2.5.1.3.4.2.6.- Análisis de Losa	293
3.2.5.1.3.4.2.7.- Análisis de Viga Diafragma ...	294
3.2.5.1.3.4.2.8.- Efectos Dinámicos	295
3.2.5.1.3.4.2.9.- Cargas de Viento (WL y WS) .	296
3.2.5.1.3.4.2.10.- Cargas de Sismo (EQ)	301
3.2.5.1.3.5.- Combinaciones de los Estados Límites	310

	3.2.5.1.3.6.- Líneas de Influencia	313
	3.2.5.1.3.7.- Diagrama de Respuestas Por Esfuerzos Internos	317
IV.	RESULTADOS	328
4.1	Primera Propuesta	328
4.2	Segunda Propuesta	334
4.3	Tercera Propuesta	337
V.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	345
5.1	Primera Propuesta	345
5.2	Segunda Propuesta	346
5.3	Tercera Propuesta	346
5.4	Comparación de Resultados	347
5.5	Selección de Alternativas	355
5.6	Contrastación de Hipótesis	355
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	358
6.1	Conclusiones	358
6.2	Recomendaciones	358
VII.	BIBLIOGRAFÍA	360
7.1.	Referencias Bibliográficas	360
7.2.	Linkografía	362
VIII.	ANEXOS	364
ANEXO N° 01:	Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	365
ANEXO N° 02:	Diagrama de Momento Flector – Resistencia I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	366
ANEXO N° 03:	Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	367
ANEXO N° 04:	Diagrama de Momento Torsor – Resistencia I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	368

ANEXO N° 05:	Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia II Primera Propuesta - Segundo Tramo	369
ANEXO N° 06:	Diagrama de Momento Flector – Resistencia II Primera Propuesta - Segundo Tramo	370
ANEXO N° 07:	Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia II Primera Propuesta - Segundo Tramo	371
ANEXO N° 08:	Diagrama de Momento Torsor – Resistencia II Primera Propuesta - Segundo Tramo	372
ANEXO N° 09:	Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	373
ANEXO N° 10:	Diagrama de Momento Flector – Servicio I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	374
ANEXO N° 11:	Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	375
ANEXO N° 12:	Diagrama de Momento Torsor – Servicio I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	376
ANEXO N° 13:	Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I Primera Propuesta - Segundo Tramo	377
ANEXO N° 14:	Diagrama de Momento Flector – Servicio I Primera Propuesta - Segundo Tramo	378
ANEXO N° 15:	Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I Primera Propuesta - Segundo Tramo	379
ANEXO N° 16:	Diagrama de Momento Torsor – Servicio I Primera Propuesta - Segundo Tramo	380
ANEXO N° 17:	Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	381
ANEXO N° 18:	Diagrama de Momento Flector – Fatiga Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	382
ANEXO N° 19:	Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	383
ANEXO N° 20:	Diagrama de Momento Torsor – Fatiga Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo	384
ANEXO N° 21:	Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga Primera Propuesta - Segundo Tramo	385

ANEXO N° 22:	Diagrama de Momento Flector – Fatiga Primera Propuesta - Segundo Tramo 386
ANEXO N° 23:	Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga Primera Propuesta - Segundo Tramo 387
ANEXO N° 24:	Diagrama de Momento Torsor – Fatiga Primera Propuesta - Segundo Tramo 388
ANEXO N° 25:	Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo 389
ANEXO N° 26:	Diagrama de Momento Flector – Evento Extremo I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo 390
ANEXO N° 27:	Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo 391
ANEXO N° 28:	Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo I Primera Propuesta - Primer y Tercer Tramo 392
ANEXO N° 29:	Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I Primera Propuesta - Segundo Tramo 393
ANEXO N° 30:	Diagrama de Momento Flector – Evento Extremo I Primera Propuesta - Segundo Tramo 394
ANEXO N° 31:	Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo I Primera Propuesta - Segundo Tramo 395
ANEXO N° 32:	Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo I Primera Propuesta - Segundo Tramo 396
ANEXO N° 33:	Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia II Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo 397
ANEXO N° 34:	Diagrama de Momento Flector – Resistencia II Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo 398
ANEXO N° 35:	Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia II Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo 399
ANEXO N° 36:	Diagrama de Momento Torsor – Resistencia II Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo 400
ANEXO N° 37:	Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo 401
ANEXO N° 38:	Diagrama de Momento Flector – Servicio I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo 402

ANEXO N° 39:	Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	403
ANEXO N° 40:	Diagrama de Momento Torsor – Servicio I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	404
ANEXO N° 41:	Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	405
ANEXO N° 42:	Diagrama de Momento Flector – Fatiga Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	406
ANEXO N° 43:	Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	407
ANEXO N° 44:	Diagrama de Momento Torsor – Fatiga Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	408
ANEXO N° 45:	Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	409
ANEXO N° 46:	Diagrama de Momento Flector – Evento Extremo I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	410
ANEXO N° 47:	Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	411
ANEXO N° 48:	Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo I Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo	412
ANEXO N° 49:	Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia II Tercera Propuesta	413
ANEXO N° 50:	Diagrama de Momento Flector – Resistencia II Tercera Propuesta	414
ANEXO N° 51:	Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia II Tercera Propuesta	415
ANEXO N° 52:	Diagrama de Momento Torsor – Resistencia II Tercera Propuesta	416
ANEXO N° 53:	Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I Tercera Propuesta	417
ANEXO N° 54:	Diagrama de Momento Flector – Servicio I Tercera Propuesta	418
ANEXO N° 55:	Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I Tercera Propuesta	419

ANEXO N° 56:	Diagrama de Momento Torsor – Servicio I	
	Tercera Propuesta	420
ANEXO N° 57:	Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga	
	Tercera Propuesta	421
ANEXO N° 58:	Diagrama de Momento Flector – Fatiga	
	Tercera Propuesta	422
ANEXO N° 59:	Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga	
	Tercera Propuesta	423
ANEXO N° 60:	Diagrama de Momento Torsor – Fatiga	
	Tercera Propuesta	424
ANEXO N° 61:	Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I	
	Tercera Propuesta	425
ANEXO N° 62:	Diagrama de Momento Flector – Evento Extremo I	
	Tercera Propuesta	426
ANEXO N° 63:	Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo I	
	Tercera Propuesta	427
ANEXO N° 64:	Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo I	
	Tercera Propuesta	428
ANEXO N° 65:	Planos	429

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 01: Condiciones de Estabilidad referentes a la Flexión	47
Tabla N° 02: Condiciones de Estabilidad referentes a Esfuerzo Axial	48
Tabla N° 03: Condiciones de Apoyo Conjugadas	60
Tabla N° 04: Factores de Peso y Coeficientes de Gauss para la Integración Numérica	88
Tabla N° 05: Resumen de los Resultados del Análisis de Barra Ahusada	89
Tabla N° 06: Combinaciones de Cargas y Factores de Carga	117
Tabla N° 07: Factores de Carga para Cargas Permanentes	118
Tabla N° 08: Densidades	119
Tabla N° 09: Incremento por Carga Dinámica, IM	124
Tabla N° 10: Zonas Sísmicas	127

Tabla N° 11: Coeficientes de Sitio	127
Tabla N° 12: Factores de Modificación de Respuesta R-Subestructuras	129
Tabla N° 13: Factores de Modificación de Respuesta R-Conexiones	130
Tabla N° 14: Presiones Básicas, P_B , correspondientes a $V_B=160$ km/h	132
Tabla N° 15: Valores de Factores de Longitud Efectiva k para Puentes de Arco	140
Tabla N° 16: Ángulo central Límite para despreciar curvatura al determinar los momentos de flexión primarios	142
Tabla N° 17: Franjas Efectivas	143
Tabla N° 18: Profundidades Mínimas utilizadas Tradicionalmente para Superestructuras de profundidad constante	154

INDICE DE CUADROS

Cuadro N° 01:	Resumen de Propuestas	171
Cuadro N° 02:	Combinaciones de Carga – Resistencia I Primer y Tercer Tramo	210
Cuadro N° 03:	Combinaciones de Carga – Servicio I Primer y Tercer Tramo	210
Cuadro N° 04:	Combinaciones de Carga – Fatiga Primer y Tercer Tramo	210
Cuadro N° 05:	Combinaciones de Carga – Evento Extremo I Primer y Tercer Tramo	211
Cuadro N° 06:	Combinaciones de Carga – Resistencia II Segundo Tramo	212
Cuadro N° 07:	Combinaciones de Carga – Servicio I Segundo Tramo	212
Cuadro N° 08:	Combinaciones de Carga – Fatiga Segundo Tramo	212
Cuadro N° 09:	Combinaciones de Carga – Evento Extremo I Segundo Tramo	213
Cuadro N° 10:	Combinaciones de Carga – Resistencia II Primer y Segundo Tramo	266

Cuadro N° 11:	Combinaciones de Carga – Servicio I Primer y Segundo Tramo	266
Cuadro N° 12:	Combinaciones de Carga – Fatiga Primer y Segundo Tramo	266
Cuadro N° 13:	Combinaciones de Carga – Evento Extremo I Primer y Segundo Tramo	268
Cuadro N° 14:	Combinaciones de Carga – Resistencia II Todo el Puente	311
Cuadro N° 15:	Combinaciones de Carga – Servicio I Todo el Puente	311
Cuadro N° 16:	Combinaciones de Carga – Fatiga Todo el Puente	311
Cuadro N° 17:	Combinaciones de Carga – Evento Extremo I Todo el Puente	312
Cuadro N° 18:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf) – Primer y Tercer Tramo	328
Cuadro N° 19:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf) – Segundo Tramo	328
Cuadro N° 20:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m) - Primer y Tercer Tramo	329
Cuadro N° 21:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m) – Segundo Tramo	329
Cuadro N° 22:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf) – Primer y Tercer Tramo	330
Cuadro N° 23:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf) – Segundo Tramo	330
Cuadro N° 24:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m) – Primer y Tercer Tramo	331
Cuadro N° 25:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m) – Segundo Tramo	331
Cuadro N° 26:	Resumen de Solicitaciones para la Losa Momento Flector (Tonf-m) – Primer y Tercer Tramo	332
Cuadro N° 27:	Resumen de Solicitaciones para la Losa Momento Flector (Tonf-m) – Segundo Tramo	332

Cuadro N° 28:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma Momento Flector (Tonf-m) – Primer y Tercer Tramo	332
Cuadro N° 29:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma Momento Flector (Tonf-m) – Segundo Tramo	333
Cuadro N° 30:	Deflexiones por Servicio – Primer y Tercer Tramo	333
Cuadro N° 31:	Deflexiones por Servicio – Segundo Tramo	333
Cuadro N° 32:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf) – Primer y Segundo Tramo	334
Cuadro N° 33:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m) – Primer y Segundo Tramo	334
Cuadro N° 34:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf) – Primer y Segundo Tramo	335
Cuadro N° 35:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m) – Primer y Segundo Tramo	335
Cuadro N° 36:	Resumen de Solicitaciones para la Losa Momento Flector (Tonf-m) – Primer y Segundo Tramo	336
Cuadro N° 37:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma Momento Flector (Tonf-m) – Primer y Segundo Tramo	336
Cuadro N° 38:	Deflexiones por Servicio – Primer y Segundo Tramo	336
Cuadro N° 39:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf) – Primer Tramo	337
Cuadro N° 40:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf) – Segundo Tramo	337
Cuadro N° 41:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf) – Tercer Tramo	338
Cuadro N° 42:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m) – Primer Tramo	338
Cuadro N° 43:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m) – Segundo Tramo	339
Cuadro N° 44:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m) – Tercer Tramo	339
Cuadro N° 45:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf) – Primer Tramo	340

Cuadro N° 46:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf) – Segundo Tramo	340
Cuadro N° 47:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf) – Tercer Tramo	341
Cuadro N° 48:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m) – Primer Tramo	341
Cuadro N° 49:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m) – Segundo Tramo	342
Cuadro N° 50:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m) – Tercer Tramo	342
Cuadro N° 51:	Resumen de Solicitaciones para la Losa Momento Flector (Tonf-m) – Todos los Tramos	343
Cuadro N° 52:	Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma Momento Flector (Tonf-m) – Todos los Tramos	343
Cuadro N° 53:	Deflexiones por Servicio – Primer Tramo	343
Cuadro N° 54:	Deflexiones por Servicio – Segundo Tramo	344
Cuadro N° 55:	Deflexiones por Servicio – Tercer Tramo	344
Cuadro N° 56:	Resumen de Solicitaciones para la Superestructura del Puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza	356

INDICE DE FIGURAS

Figura N° 001:	Ubicación del Proyecto del Puente Santa Rosa–San Juan de Cumbaza	6
Figura N° 002:	Puente de Madera – Puente Varadero	17
Figura N° 003:	Puente Continuo – Puente Abancay	17
Figura N° 004:	Puente Arco – Puente de la Vicaria Albacete	18
Figura N° 005:	Puente Atirantado – Puente Monterrey Nuevo León	18
Figura N° 006:	Puente Basculante – Puente en el Puerto Valencia	19
Figura N° 007:	Puente de Acero – Puente Harbour	19
Figura N° 008:	Puente Colgante - Puente sobre el Río Tejo	20
Figura N° 009:	Puente Curvo - Puente de Langkawi	20

Figura Nº 010:	Puente Simplemente Apoyado de varios tramos – Puente Riera de Cinyana	21
Figura Nº 011:	Puente Giratorio - Puente Pont de Caronte	21
Figura Nº 012:	Puente Arco de Concreto - Puente Quebrada Honda	22
Figura Nº 013:	Puente Atirantado - Puente Baluarte Bicentenario	22
Figura Nº 014:	Estribos de un Puente	24
Figura Nº 015:	Pilas de un Puente	26
Figura Nº 016:	Cerchas o Celosías	33
Figura Nº 017:	Viga	33
Figura Nº 018:	Pórtico Plano	33
Figura Nº 019:	Pórtico Espacial	34
Figura Nº 020:	Arco	34
Figura Nº 021:	Emparrillado	34
Figura Nº 022:	Apoyo Deslizante o de Rodillos	37
Figura Nº 023:	Apoyo Articulado	37
Figura Nº 024:	Empotramiento	38
Figura Nº 025:	Empotramiento Deslizante	38
Figura Nº 026:	Apoyo Flexible	38
Figura Nº 027:	Rótula Esférica	39
Figura Nº 028:	Apoyo deslizante sobre un plano	39
Figura Nº 029:	Apoyo deslizante sobre una recta	39
Figura Nº 030:	Empotramiento deslizante prismático	40
Figura Nº 031:	Empotramiento deslizante cilíndrico	40
Figura Nº 032:	Teorema del Trabajo	42
Figura Nº 033:	Primer Teorema de Castigliano	44
Figura Nº 034:	Teoría General de la Flexión de Vigas Planas	49
Figura Nº 035:	Diagramas de Esfuerzos	52
Figura Nº 036:	Fórmula de los Tres Momentos	54
Figura Nº 037:	Fórmula de los Tres Momentos – Caso 0	55
Figura Nº 038:	Fórmula de los Tres Momentos – Caso 1	55
Figura Nº 039:	Fórmula de los Tres Momentos – Caso 2	56
Figura Nº 040:	Fórmula de los Tres Momentos – Caso 3	56
Figura Nº 041:	Disposiciones Habituales de los Arcos	61
Figura Nº 042:	Arcos sometidos a fuerzas verticales	62

Figura N° 043:	Arcos que forman parte de estructuras planas	62
Figura N° 044:	Arco Triarticulado	63
Figura N° 045:	Arco Triarticulado – Reacciones	64
Figura N° 046:	Arco Biarticulado	65
Figura N° 047:	Arco Biarticulado – Caso 0	66
Figura N° 048:	Arco Biarticulado – Caso 1	66
Figura N° 049:	Convención de Esfuerzos Positivos	68
Figura N° 050:	Elemento de Pórtico Arbitrario	77
Figura N° 051:	Fuerzas del Elemento en el Sistema de Referencia Local ...	81
Figura N° 052:	Fuerzas de Elemento de Pórtico en Sistema de Referencia Absoluta	84
Figura N° 053:	Modo de Desplazamiento de Energía Cero tipo Reloj de arena	90
Figura N° 054:	Elementos Triangular Plano de Seis Nodos y Tetraédrico Sólido de Diez Nodos	91
Figura N° 055:	Ejemplo para Ilustrar Problemas Numéricos	94
Figura N° 056:	Restricciones de Masa Rígida	96
Figura N° 057:	Conexión de Viga a Losa a través de Restricciones	97
Figura N° 058:	Formación de Elemento de Cáscara Plana	98
Figura N° 059:	Empleo de Elementos Planos para Crear Modelos de Cáscara Arbitrarios	99
Figura N° 060:	Sección Transversal de Modelo Estructura de Cáscara Gruesa de Elementos Sólidos	101
Figura N° 061:	Viga Cargada en Equilibrio	103
Figura N° 062:	El Apoyo B sustituido por R_B	103
Figura N° 063:	Línea de Influencia para R_B	103
Figura N° 064:	Equilibrio mantenido con las fuerzas M_1 y V_1	103
Figura N° 065:	Línea de Influencia para M_1	103
Figura N° 066:	Mecanismo Introducido en E	104
Figura N° 067:	Línea de Influencia para V_1	104
Figura N° 068:	Línea de Influencia para una Viga Continua	107
Figura N° 069:	Corrección de Líneas de Influencia para Carga Indirecta sobre la viga maestra principal	108

Figura N° 070:	Líneas de Influencia para cualquier acción A en la viga maestra principal	108
Figura N° 071:	Viga Prismática con extremos empotrados	109
Figura N° 072:	Momentos de extremos correspondientes a una rotación angular unitaria en el extremo A	110
Figura N° 073:	Diagrama del momento de flexión para la viga	110
Figura N° 074:	Características del Camión de Diseño	121
Figura N° 075:	Características del Tandem de Diseño	121
Figura N° 076:	Mapa de Zonificación Sísmica en el Perú	125
Figura N° 077:	Espectro de Aceleración Normalizado AASHTO	130
Figura N° 078:	Viga libremente apoyada	149
Figura N° 079:	Viga deformada	150
Figura N° 080:	Teoría de la Viga Elástica	150
Figura N° 081:	Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento I	152
Figura N° 082:	Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento II	153
Figura N° 083:	Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento III	153
Figura N° 084:	Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento VI	153
Figura N° 085:	Concreto Armado – Primer y Tercer Tramo	175
Figura N° 086:	Sección Compuesta – Segundo Tramo	175
Figura N° 087:	Modelo Estructural en CSI Bridge - Para El Primer y Tercer Tramo	176
Figura N° 088:	Modelo Estructural en CSI Bridge - Para Segundo Tramo	176
Figura N° 089:	Sección Sometida a Carga de Barandas - Para el Primer y Tercer Tramo	177
Figura N° 090:	Sección Sometida A Carga De Barandas – Para el Segundo Tramo	177
Figura N° 091:	Sección Sometida a Carga de Asfalto – Para El Primer y Tercer Tramo	178
Figura N° 092:	Sección Sometida a Carga de Asfalto – Para el Segundo Tramo	178

Figura N° 093:	Sección Sometida a Carga Peatonal – Para el Primer y Tercer Tramo	179
Figura N° 094:	Sección Sometida a Carga Peatonal – Para el Segundo Tramo	180
Figura N° 095:	Cargas Vivas - Para el Primer y Tercer Tramo	181
Figura N° 096:	Cargas Vivas - Para el Segundo Tramo	181
Figura N° 097:	Carga en la línea de Diseño	182
Figura N° 098:	Tandem de Diseño	182
Figura N° 099:	Modelo Estructural en CSIBridge – Tandem de Diseño	183
Figura N° 100:	Camión de Diseño HL-93K	183
Figura N° 101:	Modelo Estructural en CSIBridge – Camión de Diseño HL-93K	184
Figura N° 102:	Camión de Diseño HL-93S	184
Figura N° 103:	Modelo Estructural en CSIBridge – Camión de Diseño HL-93S	185
Figura N° 104:	Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93	185
Figura N° 105:	Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa Para el Primer y Tercer Tramo	186
Figura N° 106:	Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa Segundo Tramo	186
Figura N° 107:	Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma – Para el Primer y Tercer Tramo	187
Figura N° 108:	Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma – Para el Segundo Tramo	187
Figura N° 109:	Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma – Para el Primer y Tercer Tramo	188
Figura N° 110:	Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma – Para el Segundo Tramo	188
Figura N° 111:	Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93 - Para el Primer y Tercer Tramo	190
Figura N° 112:	Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93- Para el Segundo Tramo	190
Figura N° 113:	Mapa Eólico del Perú	193

Figura N° 114:	Sección Sometida a Presión de Viento en Barlovento – Primer y Tercer Tramo	194
Figura N° 115:	Modelo tridimensional Sometida a Presión de Viento en Barlovento-Primer y Tercer Tramo	194
Figura N° 116:	Sección Sometida a Presión de Viento en Barlovento – Segundo Tramo	195
Figura N° 117:	Modelo tridimensional Sometida a Presión de Viento en Barlovento -Segundo Tramo	195
Figura N° 118:	Sección Sometida a Presión Vertical de Viento – Primer y Tercer Tramo	196
Figura N° 119:	Modelo tridimensional Sometida a Presión Vertical de Viento - Primer y Tercer Tramo	196
Figura N° 120:	Sección Sometida a Presión Vertical de Viento – Segundo Tramo	197
Figura N° 121:	Modelo tridimensional Sometida a Presión Vertical de Viento - Segundo Tramo	197
Figura N° 122:	Mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años	199
Figura N° 123:	Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección X	203
Figura N° 124:	Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección Y	203
Figura N° 125:	Espectro para la Dirección X – X	204
Figura N° 126:	Espectro para la Dirección Y – Y	204
Figura N° 127:	Primer Forma de Modo $T_1=0.21759$ seg. Primer y Tercer tramo	205
Figura N° 128:	Segunda Forma de Modo $T_2=0.13313$ seg. Primer y Tercer tramo	205
Figura N° 129:	Tercera Forma de Modo $T_3=0.07304$ seg. Primer y Tercer tramo	206
Figura N° 130:	Cuarta Forma de Modo $T_4=0.06552$ seg. Primer y Tercer tramo	206
Figura N° 131:	Primer Forma de Modo $T_1=0.46095$ seg. Segundo tramo	207

Figura N° 132:	Segunda Forma de Modo $T_2=0.28296$ seg.	
	Segundo tramo	207
Figura N° 133:	Tercera Forma de Modo $T_3=0.20853$ seg.	
	Segundo tramo	208
Figura N° 134:	Cuarta Forma de Modo $T_4=0.12641$ seg.	
	Segundo tramo	208
Figura N° 135:	Quinta Forma de Modo $T_5=0.10874$ seg.	
	Segundo tramo	209
Figura N° 136:	Línea de Influencia de Fuerza Cortante	
	Primer y Tercer Tramo	214
Figura N° 137:	Línea de Influencia de Fuerza Cortante	
	Segundo Tramo	214
Figura N° 138:	Línea de Influencia de Momento Flector	
	Primer y Tercer Tramo	215
Figura N° 139:	Línea de Influencia de Momento Flector	
	Segundo Tramo	215
Figura N° 140:	Envolvente de Fuerza Cortante – Resistencia I	
	Primer y Tercer Tramo	216
Figura N° 141:	Envolvente de Momento Flector – Resistencia I	
	Primer y Tercer Tramo	216
Figura N° 142:	Envolvente de Fuerza Axial – Resistencia I	
	Primer y Tercer Tramo	217
Figura N° 143:	Envolvente de Momento Torsor – Resistencia I	
	Primer y Tercer Tramo	217
Figura N° 144:	Envolvente de Fuerza Cortante – Resistencia II	
	Segundo Tramo	218
Figura N° 145:	Envolvente de Momento Flector – Resistencia II	
	Segundo Tramo	218
Figura N° 146:	Envolvente de Fuerza Axial – Resistencia II	
	Segundo Tramo	219
Figura N° 147:	Envolvente de Momento Torsor – Resistencia II	
	Segundo Tramo	219
Figura N° 148:	Envolvente de Fuerza Cortante – Servicio I	
	Primer y Tercer Tramo	220

Figura N° 149:	Envolvente de Momento Flector – Servicio I	
	Primer y Tercer Tramo	220
Figura N° 150:	Envolvente de Fuerza Axial – Servicio I	
	Primer y Tercer Tramo	221
Figura N° 151:	Envolvente de Momento Torsor – Servicio I	
	Primer y Tercer Tramo	221
Figura N° 152:	Envolvente de Fuerza Cortante – Servicio I	
	Segundo Tramo	222
Figura N° 153:	Envolvente de Momento Flector – Servicio I	
	Segundo Tramo	222
Figura N° 154:	Envolvente de Fuerza Axial – Servicio I	
	Segundo Tramo	223
Figura N° 155:	Envolvente de Momento Torsor – Servicio I	
	Segundo Tramo	223
Figura N° 156:	Envolvente de Fuerza Cortante – Fatiga	
	Primer y Tercer Tramo	224
Figura N° 157:	Envolvente de Momento Flector – Fatiga	
	Primer y Tercer Tramo	224
Figura N° 158:	Envolvente de Fuerza Axial – Fatiga	
	Primer y Tercer Tramo	225
Figura N° 159:	Envolvente de Momento Torsor – Fatiga	
	Primer y Tercer Tramo	225
Figura N° 160:	Envolvente de Fuerza Cortante – Fatiga	
	Segundo Tramo	226
Figura N° 161:	Envolvente de Momento Flector – Fatiga	
	Segundo Tramo	226
Figura N° 162:	Envolvente de Fuerza Axial – Fatiga	
	Segundo Tramo	227
Figura N° 163:	Envolvente de Momento Torsor – Fatiga	
	Segundo Tramo	227
Figura N° 164:	Envolvente de Fuerza Cortante – Evento Extremo I	
	Primer y Tercer Tramo	228
Figura N° 165:	Envolvente de Momento Flector – Evento Extremo I	
	Primer y Tercer Tramo	228

Figura N° 166:	Envolvente de Fuerza Axial – Evento Extremo I Primer y Tercer Tramo	229
Figura N° 167:	Envolvente de Momento Torsor – Evento Extremo I Primer y Tercer Tramo	229
Figura N° 168:	Envolvente de Fuerza Cortante – Evento Extremo I Segundo Tramo	230
Figura N° 169:	Envolvente de Momento Flector – Evento Extremo I Segundo Tramo	230
Figura N° 170:	Envolvente de Fuerza Axial – Evento Extremo I Segundo Tramo	231
Figura N° 171:	Envolvente de Momento Torsor – Evento Extremo I Segundo Tramo	231
Figura N° 172:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia I en la Losa – Primer y tercer tramo	232
Figura N° 173:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia II en la Losa – Segundo tramo	232
Figura N° 174:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa – Primer y tercer tramo	233
Figura N° 175:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa – Segundo tramo	233
Figura N° 176:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa – Primer y tercer tramo	234
Figura N° 177:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa – Segundo tramo	234
Figura N° 178:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa – Primer y tercer tramo	235
Figura N° 179:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa – Segundo tramo	235
Figura N° 180:	Deflexión por servicio = 27.70mm. - Primer y Tercer Tramo.	236
Figura N° 181:	Deflexión por servicio = 27.70mm. - Segundo Tramo	236
Figura N° 182:	Sección Compuesta – Primer y Segundo Tramo	239
Figura N° 183:	Modelo Estructural en CSIBridge – Primer y Segundo Tramo	240

Figura N° 184:	Sección Sometida a Carga de Barandas – Para el primer y Segundo Tramo	241
Figura N° 185:	Sección Sometida a Carga de Asfalto – Para el primer y Segundo Tramo	242
Figura N° 186:	Sección Sometida a Carga Peatonal- Para el primer y Segundo Tramo	243
Figura N° 187:	Cargas Vivas - Para el Primer y Segundo Tramo	244
Figura N° 188:	Modelo Estructural en CSI Bridge – Tandem de Diseño	245
Figura N° 189:	Modelo Estructural en CSI Bridge – Camión de Diseño HL-93K	246
Figura N° 190:	Modelo Estructural en CSI Bridge – Camión de Diseño HL-93S	247
Figura N° 191:	Modelo Estructural En CSI Bridge – Camión de Diseño HL-93	248
Figura N° 192:	Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa Para el Primer y Segundo Tramo	248
Figura N° 193:	Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma - Primer y Segundo Tramo	249
Figura N° 194:	Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma - Primer y Segundo Tramo	249
Figura N° 195:	Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93 - Para el primer y Segundo Tramo	251
Figura N° 196:	Sección Sometida a Presión de Viento en Barlovento – Primer y Segundo Tramo	254
Figura N° 197:	Modelo tridimensional sometida a Presión de Viento en Barlovento -Primer y Segundo Tramo	254
Figura N° 198:	Sección sometida a Presión Vertical de Viento – Primer y Segundo Tramo	255
Figura N° 199:	Modelo tridimensional sometida a Presión Vertical de Viento - Primer y Segundo Tramo	255
Figura N° 200:	Espectro para la Dirección X – X	262
Figura N° 201:	Espectro para la Dirección Y – Y	262
Figura N° 202:	Primer Forma de Modo $T_1=0.46095$ seg. Primer y Segundo Tramo	263

Figura N° 203:	Segunda Forma de Modo $T_2=0.28296$ seg.	
	Primer y Segundo Tramo	263
Figura N° 204:	Tercera Forma de Modo $T_3=0.20853$ seg.	
	Primer y Segundo Tramo	264
Figura N° 205:	Cuarta Forma de Modo $T_4=0.12641$ seg.	
	Primer y Segundo Tramo	264
Figura N° 206:	Línea de Influencia de Fuerza Cortante	
	Primer y Segundo Tramo	268
Figura N° 207:	Línea de Influencia de Momento Flector	
	Primer y Segundo Tramo	268
Figura N° 208:	Envolvente de Fuerza Cortante – Resistencia II	
	Primer y Segundo Tramo	269
Figura N° 209:	Envolvente de Momento Flector – Resistencia II	
	Primer y Segundo Tramo	269
Figura N° 210:	Envolvente de Fuerza Axial – Resistencia II	
	Primer y Segundo Tramo	270
Figura N° 211:	Envolvente de Momento Torsor – Resistencia II	
	Primer y Segundo Tramo	270
Figura N° 212:	Envolvente de Fuerza Cortante – Servicio I	
	Primer y Segundo Tramo	271
Figura N° 213:	Envolvente de Momento Flector – Servicio I	
	Primer y Segundo Tramo	271
Figura N° 214:	Envolvente de Fuerza Axial – Servicio I	
	Primer y Segundo Tramo	272
Figura N° 215:	Envolvente de Momento Torsor – Servicio I	
	Primer y Segundo Tramo	272
Figura N° 216:	Envolvente de Fuerza Cortante – Fatiga	
	Primer y Segundo Tramo	273
Figura N° 217:	Envolvente de Momento Flector – Fatiga	
	Primer y Segundo Tramo	273
Figura N° 218:	Envolvente de Fuerza Axial – Fatiga	
	Primer y Segundo Tramo	274
Figura N° 219:	Envolvente de Momento Torsor – Fatiga	
	Primer y Segundo Tramo	274

Figura N° 220:	Envolvente de Fuerza Cortante – Evento Extremo I Primer y Segundo Tramo	275
Figura N° 221:	Envolvente de Momento Flector – Evento Extremo I Primer y Segundo Tramo	275
Figura N° 222:	Envolvente de Fuerza Axial – Evento Extremo I Primer y Segundo Tramo	276
Figura N° 223:	Envolvente de Momento Torsor – Evento Extremo I Primer y Segundo Tramo	276
Figura N° 224:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia II en la Losa – Primer y segundo tramo	277
Figura N° 225:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa – Primer y segundo tramo	277
Figura N° 226:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa – Primer y segundo tramo	278
Figura N° 227:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa – Primer y segundo tramo	278
Figura N° 228:	Deflexión por servicio = 54.73mm - Ambos Tramos	279
Figura N° 229:	Sección del Puente	284
Figura N° 230:	Modelo Estructural en CSIBridge	285
Figura N° 231:	Sección Sometida a Carga de Barandas	286
Figura N° 232:	Sección Sometida a Carga de Parapeto	286
Figura N° 233:	Sección sometida a Carga de Asfalto	287
Figura N° 234:	Sección sometida a Carga Peatonal	288
Figura N° 235:	Cargas Vivas - Para todo el Puente	289
Figura N° 236:	Modelo Estructural en CSIBridge – Tandem de Diseño	290
Figura N° 237:	Modelo Estructural en CSIBridge – Camión de Diseño HL-93K	291
Figura N° 238:	Modelo Estructural en CSIBridge – Camión de Diseño HL-93S	292
Figura N° 239:	Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93	293
Figura N° 240:	Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa	293
Figura N° 241:	Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma	294

Figura N° 242:	Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma	294
Figura N° 243:	Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93	296
Figura N° 244:	Sección sometida a Presión de Viento en Barlovento y Sotavento	299
Figura N° 245:	Modelo tridimensional sometida a Presión de Viento en Barlovento y Sotavento	300
Figura N° 246:	Sección sometida a Presión Vertical de Viento	300
Figura N° 247:	Modelo tridimensional sometida a Presión Vertical de Viento	300
Figura N° 248:	Espectro para la Dirección X – X	307
Figura N° 249:	Espectro para la Dirección Y – Y	307
Figura N° 250:	Primer Forma de Modo $T_1=0.70470$ seg.	308
Figura N° 251:	Segunda Forma de Modo $T_2=0.59566$ seg.	308
Figura N° 252:	Tercera Forma de Modo $T_3=0.59566$ seg.	309
Figura N° 253:	Cuarta Forma de Modo $T_4=0.41459$ seg.	309
Figura N° 254:	Línea de Influencia de Fuerza Cortante	313
Figura N° 255:	Línea de Influencia de Momento Flector	314
Figura N° 256:	Línea de Influencia de Fuerza Axial en Péndolas	315
Figura N° 257:	Línea de Influencia de Fuerza Axial en el Arco	316
Figura N° 258:	Envolvente de Fuerza Cortante – Resistencia II	317
Figura N° 259:	Envolvente de Momento Flector – Resistencia II	317
Figura N° 260:	Envolvente de Fuerza Axial – Resistencia II	318
Figura N° 261:	Envolvente de Momento Torsor – Resistencia II	318
Figura N° 262:	Envolvente de Fuerza Cortante – Servicio I	319
Figura N° 263:	Envolvente de Momento Flector – Servicio I	319
Figura N° 264:	Envolvente de Fuerza Axial – Servicio I	320
Figura N° 265:	Envolvente de Momento Torsor – Servicio I	320
Figura N° 266:	Envolvente de Fuerza Cortante – Fatiga	321
Figura N° 267:	Envolvente de Momento Flector – Fatiga	321
Figura N° 268:	Envolvente de Fuerza Axial – Fatiga	322
Figura N° 269:	Envolvente de Momento Torsor – Fatiga	322
Figura N° 270:	Envolvente de Fuerza Cortante – Evento Extremo I	323

Figura N° 271:	Envolvente de Momento Flector – Evento Extremo I	323
Figura N° 272:	Envolvente de Fuerza Axial – Evento Extremo I	324
Figura N° 273:	Envolvente de Momento Torsor – Evento Extremo I	324
Figura N° 274:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia II en la Losa	325
Figura N° 275:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa	325
Figura N° 276:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa	326
Figura N° 277:	Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa	326
Figura N° 278:	Deflexión por servicio = 7.52mm. - Primer y Tercer Tramo ..	327
Figura N° 279:	Deflexión por servicio = 52.29mm. - Segundo Tramo	327
Figura N° 280:	Comparativo Esfuerzo Cortante – Resistencia	348
Figura N° 281:	Comparativo Momento Flector – Resistencia	349
Figura N° 282:	Comparativo Fuerza Axial – Resistencia	350
Figura N° 283:	Comparativo Momento Torsor – Resistencia	351
Figura N° 284:	Comparativo Momento Flector de la Losa- Resistencia	352
Figura N° 285:	Comparativo Momento Flector de la Viga Diafragma – Resistencia	353

INDICE DE PLANOS

Plano:	Planta Topográfica	PT - 01
Plano:	Perfil Topográfico	PT - 02
Plano:	Planta General – Primera Propuesta	PG - 01
Plano:	Planta General – Segunda Propuesta	PG - 02
Plano:	Planta General – Tercera Propuesta	PG - 03

ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE SANTA ROSA – SAN JUAN DE CUMBAZA EN EL DISTRITO DE TARAPOTO – SAN MARTÍN

RESUMEN

El presente trabajo de tesis se ha desarrollado en la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con fines de titulación como Ingeniero Civil, teniendo como punto de trabajo el Centro Poblado Santa Rosa – San Juan de Cumbaza en el Distrito de Tarapoto, provincia y Región San Martín.

La investigación se desarrolló con la finalidad de efectuar el análisis estructural comparativo de varios tipos de superestructuras de puentes propuestos a fin de determinar sus comportamientos de manera que nos permita efectuar un diseño optimizado para el puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza. De manera que se participó activamente en la producción de nuevo conocimiento con fines positivos de la comunidad y la ciencia.

Se aplicaron los conceptos fundamentales requeridos en el Área de Estructuras, Mecánica de Sólidos, Manual de Diseño de Puentes (AASHTO LRFD) y manejo bibliográfico pertinente sobre el tema; así como el apoyo de los software's de ingeniería estructural SAP2000 y CSI Bridge como herramientas, que nos permitió la realización del modelamiento de la estructura, permitiendo tener resultados cercanos al comportamiento real.

Como logros, se indica que los resultados obtenidos evidencian a todas luces que es posible lograr, a partir de la correcta aplicación de la teoría, estudios y resultados contundentes, que pueden ser presentados como una alternativa técnica para el cálculo de las superestructuras que conforman la tercera propuesta, vale decir, dos tramos de puente de sección compuesta de 17 m cada uno y un arco metálico central con sección tipo cajón con sus respectivas péndolas de 56 m de longitud. La validación de la hipótesis de este trabajo de investigación se logra con el análisis comparativo de las superestructuras presentadas en tres alternativas, siendo determinantes los momentos flectores, torsores, fuerzas cortantes, axiales, deformaciones, rigidez y comportamiento dinámico frente a sismos que pudieran ocurrir y, conscientes de nuestra responsabilidad social como parte integrante de la Universidad Nacional de San Martín, estamos contribuyendo a plantear solucionar la problemática y de paso coadyuvar al desarrollo económico y social de la comunidad, y por ende de nuestra Patria, además de conseguir que nuestros conocimientos sean puestos en práctica y desarrollar nuestro sentido profesional de la carrera.

Los Autores.

COMPARATIVE ANALYSIS OF SUPERSTRUCTURE STRUCTURAL BRIDGE SANTA ROSA - SAN JUAN DE CUMBAZA TARAPOTO DISTRICT - SAN MARTIN

ABSTRACT

This thesis has been developed in the Academic Professional School of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, National University of San Martin - Tarapoto, for purposes of certification as a Civil Engineer with the working point the Town Center Santa Rosa - San Juan de Cumbaza in the District of Tarapoto, San Martin province and region.

The research was conducted in order to make comparative structural analysis of various types of superstructures of bridges proposed to determine their behavior in a way that allows us to perform an optimized design the bridge Santa Rosa - San Juan de Cumbaza. So is actively involved in the production of new knowledge for positive purposes of the community and science.

Fundamental concepts required in the area of Structures, Solid Mechanics, Design Manual Bridges (AASHTO LRFD) and management of the relevant literature on the subject were applied; and support of structural engineering software SAP 2000 and CSI Bridge as tools allowed us the realization of the modeling of the structure, allowing near real behavior have results.

As achievements, indicated that the results obtained show clearly that is possible, from the correct application of the theory, research and convincing results, which can be presented as an alternative technique for calculating the superstructures that form the third proposal, that is, two sections of bridge section composed of 17 m each and a central drawer metal arc type hangers with their respective section of 56 m in length. The validation of the hypothesis of this research is achieved with the comparative analysis of the three alternatives presented in superstructures being determinants bending, cutting moments, torsional, shear forces, axial, deformation, stiffness and dynamic behavior for earthquakes that may occur and, aware of our responsibility social as part of the National University of San Martin, we are contributing to pose a solution to the problem and incidentally contribute to economic and social development of the community, and therefore of our country, in addition to ensure that our knowledge is put into practice and develop our sense of professional career.

The Authors.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

El avance tecnológico que hoy en día se experimenta en el mundo, nos proporciona nuevas herramientas y técnicas sofisticadas para desarrollar grandes proyectos; es así como la Ingeniería Estructural proporciona cambios con la incorporación de nuevas técnicas y concepciones en el análisis y diseño de estructuras.

En este trabajo, utilizaremos la Ingeniería de Puentes, asociado al análisis estructural comparativo de la superestructura de un puente, mediante el uso del programa SAP 2000 y CSI BRIDGE; que son software's informáticos y tecnológicos.

Martínez y Manzanarez¹ indican que, un puente es una obra de arte especial para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje. Los puentes podemos clasificarlos según el tipo de material, por su utilización, por el tipo de cruce, por su condición de operación o por su alineamiento; en este trabajo analizaremos la superestructura de un puente simplemente apoyado de tres tramos con sección compuesta, un puente simplemente apoyado de dos tramos con sección compuesta y un puente de tres tramos con arco continuo.

Los puentes deben ser analizados considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética.

1.2 EXPLORACIÓN PRELIMINAR ORIENTANDO LA INVESTIGACIÓN

La Web Wikipedia² indica que los primeros puentes se realizaron seguramente por elementos naturales simples, como un tronco dejado caer sobre un arroyo o unas piedras dispuestas en un río. Los primeros puentes seguramente serían una

¹ Martínez Jáenz, Pedro Moisés – Manzanarez Berroterán, José Salvador, *Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005*, pág. 3.

² http://es.wikipedia.org/wiki/Historia_de_los_puentes, act. 03/06/2014, visita 16/06/2014.

combinación de rocas apiladas como pilares sosteniendo los maderos que funcionaban como tableros. Se sabe que algunas tribus americanas usaron arboles y cañas para construir pasarelas que les permitían salvar agujeros en las cavernas. Con el tiempo supieron crear cuerdas que permitían unir los distintos elementos del puente. Estas cuerdas también sirvieron para crear primitivos puentes de cuerdas atados a los dos lados que se querían cruzar. En cierta manera así nacieron los puentes colgantes.

La Web³ describe que el puente se presentó en sus inicios como una construcción de madera. Herodoto describe la construcción de un puente de barcas por los soldados del rey Jerjes, y también se refiere a un gran puente construido en tiempo de Nabucodonosor, que, atravesando el Éufrates, unía las dos partes de Babilonia, con una longitud de más de 900 m. Los puentes más antiguos de piedra fueron construidos por los egipcios del Imperio Antiguo (h. -2500). Grandes constructores de puentes fueron los romanos, que asimilaron las técnicas de los etruscos y las desarrollaron posteriormente con magníficos resultados, según muestran los múltiples puentes que desafiando el paso del tiempo han llegado hasta la actualidad, algunos de ellos en servicio todavía. Los puentes romanos más antiguos estaban construidos de madera, como el famoso Sublacio, citado por Horacio Coclite. Posteriormente adoptaron el empleo de piedras y grandes sillares, como en el puente construido en el año 104 sobre el Danubio, por Apolodoro de Damasco. Las técnicas constructivas fueron perfeccionándose, se adoptaron el mortero y la bóveda y se mejoró el sistema de cimentación de las pilas.

Manterola⁴ cita que: Desde la más remota antigüedad hasta bien entrado el siglo XIX, el puente arco de piedra constituye la tipología básica de los puentes que se construyen con voluntad de permanecer. Con orígenes no bien conocidos en Asia, el puente arco de piedra alcanza con los romanos la estructura básica que con pocas variaciones, a lo largo de los siglos, va a determinar la forma de resolver el cruce de calzadas y caminos sobre los accidentes naturales.

³ <http://puentes.galeon.com/historia/pontshistoria.htm>, act. 02/05/2010, visita 12/03/2014.

⁴ Manterola, Javier, *Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, pág. 12

La Web⁵ indica que a principios del s. XIX apareció la tendencia a sustituir la madera, piedra y mampostería por el hierro fundido, como en el puente del Louvre, en París, y el Ironbridge (Gran Bretaña), y después por el hierro forjado y finalmente por el acero. En 1823 apareció un nuevo tipo de puente, proyectado por Marc Seguin: el puente colgante, que conocería un formidable desarrollo. En 1833 acabó la construcción del puente metálico de Brooklyn, en Nueva York, de 480 m de longitud. En 1867 se construyó el primer puente de contrapeso, a través del Main, en Alemania, proyectado por Heinrich Garber, con 127 m de longitud. Del tipo colgante son el puente del Niágara, en EE. UU., de 387 m de largo, y el de Brooklyn, terminado en 1883, con 1.186 m de longitud. En el s. XX han continuado los grandes avances en la construcción de puentes, derivados del aprovechamiento más racional de los materiales. En 1925 entró en servicio el puente colgante sobre el Hudson, en Bear Mountain, con un ojo central de casi 500 m. En 1932 se terminó el puente colgante de George Washington, de 1.067 m de luz, en Nueva York, sobre el río Hudson.

Con puentes colgantes de características singulares cabe destacar los siguientes: el tendido sobre el río Forth, (en Escocia, Gran Bretaña) con un tramo central de 1.067 m de luz y una longitud total de 1.820 m; sobre el estrecho que separa los lagos Michigan y Hurón, en EE. UU., el puente colgante de Mackinac, de 1.160 m de luz; el de Golden Gate, en la bahía de San Francisco, también del tipo colgante, con 1.280 m de luz y el tablero situado a 60 m de altura sobre el mar; el Narrow Bridge, en la desembocadura del Hudson, en Nueva York, con una luz de 1.300 m y el tablero a 72 m de altura. Construidos con arcos metálicos son de destacar el Hell Gate, con una luz de 298 m, y el Kill van Kull, con 503 m de luz, ambos en Nueva York. El puente de arco de hormigón pretensado mayor del mundo está situado en Caracas, con una luz de 152 m en su tramo principal. Es de destacar como puente de mayor longitud el que une San Francisco con Oakland, a través de la isla de Hierbabuena, terminado en 1936, con 6.900 m de longitud.

Bartra Córdova⁶ indica que: Una realización pionera, adelantada a su tiempo y de una modernidad fascinante, es el puente alemán sobre el valle Steinbach, construido entre 1935 y 1936. La estructura metálica deja de estar embebida para pasar a estar únicamente conectada a la sección de hormigón. Heredera de las tipologías de sección

⁵<http://puentes.galeon.com/historia/pontshistoria.htm>, act. 02/05/2010, visita 12/03/2014.

⁶Bartra Córdova, Jim Vladimir, "Análisis y Diseño de un Puente de Sección Compuesta sobre el Río Alao", pág. 4

de puentes metálicos que soportaban la plataforma superior de rodadura, la sección de Steinbach simplifica las vigas múltiples y las reduce a dos. Se sirve para ello de vigas transversales equiespaciadas que dan apoyo a la losa. Ambas familias de vigas, principales y secundarias, están conectadas a la losa superior y la utilizan como cabeza de compresión en flexión positiva. Es sin duda una de las primeras referencias de los futuros tableros de doble viga.

1.3 ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO

La presente Tesis tiene como objetivo elegir la propuesta que brindará un adecuado comportamiento estructural para la Superestructura del Puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza.

La aplicación de la investigación consistirá en el Análisis Estructural Comparativo de la superestructura del Puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, distrito de Tarapoto.

El Proyecto está desarrollado para una sobre carga vehicular HL-93 del Reglamento Americano de Puentes (AASHTO LRFD), para una vía, con un ancho de calzada de 4.20 m.; donde se analizará tres propuestas diferentes a fin de compararlos y elegir la propuesta que mejor se comporta estructuralmente.

La primera propuesta consta de tres tramos simplemente apoyado de 22.50m – 45.00 m – 22.50m; el primer y tercer tramo son de concreto armado y tramo central es de sección compuesta (vigas metálicas y losa de concreto).

La segunda propuesta a nivel de superestructura consta de dos tramos simplemente apoyado de 45.00 m – 45.00m; los dos tramos es de sección compuesta (vigas metálicas y losa de concreto).

La tercera propuesta consta de tres tramos de 17m – 56m – 17m, con vigas tirante de alma llena con un peralte de alma de 1.00 m. Entre los puntos de apoyo de los pilares (apoyos intermedios) contiene un arco metálico tipo cajón, el arco central es la estructura portante de este tramo con el complemento de péndolas verticales sometidas a tensión.

1.3.1 LOCALIZACION

CENTRO POBLADO : SANTA ROSA - SAN JUAN DE CUMBAZA

DISTRITO : TARAPOTO

PROVINCIA : SAN MARTÍN

REGIÓN : SAN MARTÍN

Latitud : 6° 33' S

Longitud : 76° 28' O

Altitud : 350.00 m.s.n.m.

1.3.2 UBICACIÓN

El proyecto del "Puente sobre el Río Cumbaza, está ubicado en el Distrito de Tarapoto Localidad de Santa Rosa - San Juan, de Cumbaza; Además el proyecto se ubica en una zona de alto potencial turístico y agrícola que se encuentra al Sur Oeste de la ciudad de Tarapoto, que está ubicado dentro de las coordenadas 06° 30' S de latitud y 76° 28' O de longitud. Comprendida dentro el territorio Peruano, políticamente pertenece a la Provincia de San Martín, Región San Martín.

La localidad de Santa Roza del Cumbaza se encuentra entre las coordenadas 06° 33' Latitud Sur y 76° 28' Longitud Oeste con una altitud de 350 m.s.n.m.

1.3.3 VÍA DE ACCESO

Para llegar a la localidad de Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, partiendo de Tarapoto se sigue el siguiente itinerario, por la Prolongación del Jirón Los Pinos, pasando por los asentamientos humanos 10 de Agosto y 2 de Mayo, de la ciudad de Tarapoto, continuando por una trocha carrozable de penetración a los Centros poblados de Santa Rosa, San Juan, San Martín de Cumbaza, San Francisco, San Fernando y centros de producción agrícola Ganadera.

El Puente proyectado se encuentra en el cruce con el río Cumbaza frente al Centro Poblado de Santa Rosa; a unos 20 minutos de la Ciudad de Tarapoto.

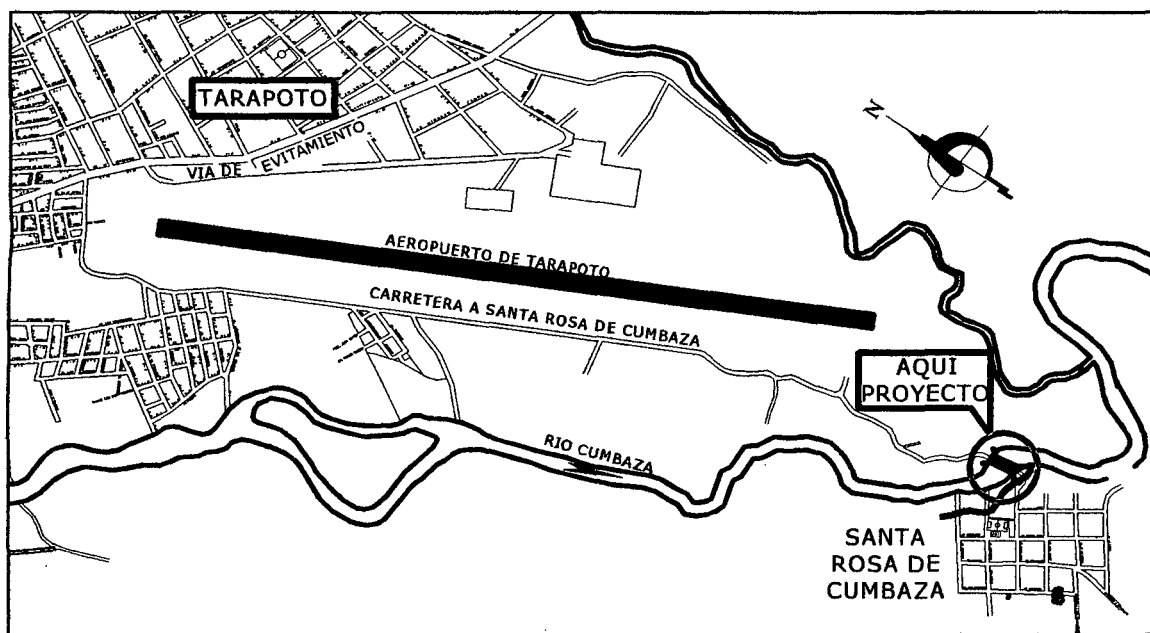


Fig. N° 001: Ubicación del Proyecto del Puente Santa Rosa–San Juan de Cumbaza.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO, DELIMITACIÓN Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

2.1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.

Las comunidades aledañas al proyecto vienen desarrollándose en forma vertiginosa, por lo que el acceso a esta zona son de mucho riesgo; es así, que en el año de 1998 se construyó un puente peatonal de 85.00 metros de luz aproximadamente, y que por una avenida extraordinaria quedó en desuso, y existiendo latentemente la problemática de la inseguridad del acceso a esta zona, con el cual el riesgo de los habitantes sigue aún en forma continua; y por lo cual es necesario crear un acceso adecuado y seguro a todos los pobladores y usuarios de esta vía.

2.1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El problema global del proyecto está basada en el riesgo de tener acceso a las zonas aledañas del mismo, y que como parte de toda esta problemática es la búsqueda y la definición de la solución que estructuralmente sea estable, económica y segura; y que para ello usaremos la tecnología del SAP2000 y CSI BRIDGE⁷; para comparar la superestructura con tres alternativas diferentes de tipologías de puentes; entre las cuales podremos desarrollar el análisis estructural de estos puentes; que serán tipo simplemente apoyado de sección compuesta de dos tramos, arco continuo y simplemente apoyado de sección compuesta y concreto armado de tres tramos.

2.1.3 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.

Para la presente investigación se ha considerado el análisis estructural de la superestructura del puente, limitando su aplicación al análisis estructural

⁷COMPUTERS & STRUCTURE INC. (CSI), SAP 2000®/BRIDGE DESIGN, Versión 14, Abril 2009

comparativo de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, Distrito de Tarapoto – San Martín.

2.1.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

La necesidad de contar con una estructura adecuada y capaz de soportar las exigencias de los usuarios hace que se proponga un riguroso estudio de probables alternativas estructurales de un puente sobre el río Cumbaza.

La limitación de conocimientos que se adquieren en la etapa de pre – grado y la falta de experiencia hacen que se establezcan deficiencias en la elección del tipo de estructura a utilizarse en la superestructura del puente, por tal motivo vemos la necesidad de realizar el análisis estructural comparativo con sobrecarga HL-93 del Reglamento Americano de Puentes (AASHTO LRFD). Según esto, nos planteamos la siguiente interrogante:

¿De qué manera el análisis estructural comparativo nos permitirá determinar una superestructura de adecuado comportamiento para el puente San Rosa – San Juan de Cumbaza, en el distrito de Tarapoto – San Martín?

2.2 OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECÍFICOS

2.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Efectuar el análisis estructural comparativo de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, en el distrito de Tarapoto – San Martín, para definir la de mejor comportamiento.

2.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Predimensionar los elementos estructurales de la superestructura de cada puente propuesto para ser analizado.
- Realizar el análisis estructural de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza del tipo simplemente apoyado de tres tramos de

sección compuesta y concreto armado, de acorde con las normas peruanas y el manual de diseño de puentes vigente a la actualidad.

- Realizar el análisis estructural de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza del tipo simplemente apoyado de dos tramos con sección compuesta de acorde con las normas peruanas y el manual de diseño de puentes vigente a la actualidad.
- Realizar el análisis estructural de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza del tipo arco continuo de tres tramos, de acorde con las normas peruanas y el manual de diseño de puentes vigente a la actualidad.
- Comparar los resultados del análisis estructural de las alternativas propuestas para la superestructura del puente.
- Elegir la propuesta optimizada.

2.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El uso de las herramientas de análisis estructural nos va a permitir plantear y elegir la solución más adecuada para el desarrollo del puente en su proceso de diseño.

Al término del análisis nos va a permitir comparar la solución más adecuada dentro de un conjunto de posibilidades de solución.

Se ha recurrido a textos especializados en el diseño de puentes y análisis estructural; así mismo, la metodología seguida es la recomendada por el Manual de Diseño de Puentes (AASHTO LRFD), mediante el uso del software SAP2000 y CSI BRIDGE, se ha logrado analizarlo y poder utilizar los resultados obtenidos, de esta manera ponerlos en práctica.

2.4 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo se limita su aplicación al análisis estructural comparativo de la superestructura del puente con sobrecarga HL-93 utilizando el método LRFD; en base a tres alternativas que son: simplemente apoyado de sección compuesta de dos

tramos, arco continuo y simplemente apoyado de tres tramos de sección compuesta y concreto armado; las cuales serán analizadas utilizando el software SAP2000 y CSI BRIDGE.

2.5 MARCO TEÓRICO:

2.5.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

En el transcurso del tiempo, relacionado al tema de investigación; se fueron desarrollando estudios respecto a esta ciencia; las cuales damos a conocer en forma concisa:

En 2,100 a.c.⁸ Se encontró la realización más antigua del concepto de preesfuerzo en los barcos egipcios donde se usaba una precompresión longitudinal y transversal para que no se abran las juntas de los listones de madera durante las tempestades.

En 1,872 el Ingeniero P.A. Jackson⁹ de San Francisco USA utilizó tirantes sensores de hierro atravesando bloques de mampostería o concreto y fijándolos por medio de tuercas.

Según Villoslada Trujillano¹⁰, en su proyecto de tesis rescata que; en 1,888 Doebling expuso por primera vez el concepto de precompresión para eliminar las fisuras del concreto.

Villoslada Trujillano¹¹, también indica que en 1,909 Koenen ensayó una cabilla de acero corriente (esfuerzo admisible = 1,200Kg/cm²) cuando el fenómeno de la fluencia era desconocido.

⁸ Web: <http://ingeniocivil.blogspot.com/>, act. 21/06/2009, visita 12/03/2014.

⁹ Web: <http://carreterasvias.blogspot.com/2008/07/puentes-y-estructuras-antecedentes.html>, act. 14/02/2010, visita 11/09/2013.

¹⁰ Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4

¹¹ Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4

Villoslada Trujillano¹², hace referencia que en 1,922 W.H. Hervett, Minnessota, precomprimió con éxito tanques de concreto.

Villoslada Trujillano¹³, cita que en 1,927 Eduardo Torroja en España, utilizó la idea del pretensado para evitar la fisuración y limitar el alargamiento de los tirantes en el tramo central del acueducto de Tempul.

En 1,928 Eugene Freyssinet¹⁴, Francia, usó acero de alta resistencia profundizando sus investigaciones sobre las deformaciones diferidas del concreto dando a conocer la necesidad de utilizar materiales de alta calidad en la aplicación del preesfuerzo, construyendo el puente Luzancy. En 1,950 en el Perú el Ingeniero Pedro Lainez-Lozada¹⁵ inició la aplicación del Concreto Preesforzado con el puente "Fortaleza", construido en Quincemil - Cusco.

Villoslada Trujillano¹⁶ en su tesis hace referencia que: en 1,952 los Ingenieros Torroja y Freyssinet fundaron la Federación Internacional del Hormigón Pretensado.

Villoslada Trujillano¹⁷, indica que en 1,955 en Lima, para la construcción del puente "El Emisor", el Ing. Eduardo Young Bazo trajo la patente Freyssinet.

Villoslada Trujillano¹⁸ también indica que en 1,960 el Ingeniero Guillermo Payet construyó una planta de pretensado en el cono norte con la patente BBRV (M. Birkenmaier, A. Brandestini, M.R. Ros y K. Vogt) de Suiza.

Villoslada Trujillano¹⁹ hace referencia que en 1,962 el Ingeniero Domingo Castagnini trajo al Perú la patente inglesa CCL System (Cable Cobre Limited).

¹² Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4

¹³ Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4

¹⁴ Web: http://es.wikipedia.org/wiki/Eug%C3%A8ne_Freyssinet, act. 28/01/2014, visita 12/03/2014.

¹⁵ Web: http://apiperu.com/Obras_Importantes/pteguillermo.pdf, act. 08/03/2009, visita 02/02/2014.

¹⁶ Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4

¹⁷ Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4

¹⁸ Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4

¹⁹ Villoslada Trujillano, Manuel, "Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación", pág. 4.

En el año 1993, Bowles²⁰, expuso en su libro "Diseño de Acero Estructural", todos los temas básicos para el diseño de acero estructural el cual contiene elementos de diseño tanto para edificios como para puentes, utilizando el método LRFD.

En el año 1996, Villanueva Ruiz²¹, desarrolló la tesis en "Análisis y Diseño comparativo de un Puente de Concreto Armado de Luz Variable con otro de Sección Compuesta".

En el año 1998, se construyó un puente colgante peatonal en la misma zona donde se investiga este proyecto, con una luz de 85 m aproximadamente, con dos torres y dos cables por lado, tenía una cámara de anclaje de concreto ciclópeo, que falló aparentemente debido a la extracción de material aguas arriba, distorsionando la cuenca.

El año 2000, Peralta Ruiz²², realizó el Informe de Ingeniería en "Trazo y diseño de la superestructura de sección compuesta del puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza". El mismo año Torrejón Meza²³, realizó el informe de Ingeniería en "Diseño de la superestructura de un Puente de Sección Compuesta".

En el Año 2001, Hidalgo Lecca²⁴, realizó el Informe de Ingeniería en "Construcción Puente Shitariyacu"; mientras que en el año 2002, el Bach. Carlos Santillán Olivera²⁵, realizó el Informe de Ingeniería en "Diseño de un Puente Colgante Vehicular"; así mismo, en el año 2003, Paredes Aguilar²⁶, realizó el Informe de Ingeniería en "Análisis y Diseño de la Losa de un Puente de Concreto Armado con Vigas Postensadas Simplemente Apoyado".

²⁰ Bowles, Joseh E., "Diseño de Acero Estructural", pág. 5.

²¹ Villanueva Ruiz, Rosario, "Trazo y Diseño comparativo de la superestructura de Sección Compuesta del Puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza", pág. 3.

²² Peralta Ruiz, Luis, "Trazo y diseño de la superestructura de sección compuesta del puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza", pág. 5.

²³ Torrejón Meza, Rovalino, "Diseño de la Superestructura de un Puente de Sección Compuesta", pág. 6.

²⁴ Hidalgo Lecca, Wiler Javier, "Construcción Puente Shitariyacu", pág. 5.

²⁵ Santillán Olivera, Carlos, "Diseño de un Puente Colgante Vehicular", pág. 4.

²⁶ Paredes Aguilar, Luis, "Análisis y Diseño de la Losa de un Puente de Concreto Armado con Vigas Postensadas Simplemente Apoyado", pág. 6.

El 2002, el autor McCormac²⁷, publicó en su libro “Diseño de Estructuras de Acero” una versión más actualizada sobre los conceptos básicos para el diseño de estructuras de acero aplicando la metodología LRFD.

En el año 2004, Coronel Delgado²⁸, realizó el Informe de Ingeniería en “Análisis y Diseño de la superestructura de un puente de concreto pre esforzado”.

El mismo año 2004, Villoslada Trujillano²⁹, realizó la tesis en “Análisis Estructural de puentes Atirantados, aplicación”; mientras que en el año 2012, Bartra Córdova³⁰, sustentó su tesis “Análisis y Diseño de un Puente de Sección Compuesta sobre el Río Alao”; todos ellos orientados a contribuir con el desarrollo de la Región San Martín y del País para un desarrollo integral.

Los trabajos anteriormente mencionados fueron desarrollados con la aplicación de las normas correspondientes, como la Norma AASHTO Standard (Método ASD) y la Norma AASHTO LRFD, también se utilizó el Manual de Diseño de Puentes del MTC; básicamente el Método ASD a la fecha experimentó diversas modificaciones en cuanto a los factores de carga, sobrecargas de diseño; el presente trabajo se desarrollará teniendo en cuenta la metodología LRFD actual, con procedimiento detallado lo que hace que sea un aporte totalmente nuevo para los estudiantes de ingeniería; porque en la actualidad se utiliza este método para el diseño de puentes según las últimas investigaciones, basándose en nuevos criterios de cálculo y corrigiendo deficiencias que presenta la Norma AASHTO Standard.

²⁷ McCormac, Jack C., “Diseño de Estructuras de Acero”, pág. XV.

²⁸ Coronel Delgado, Alexander Antonio, “Análisis y Diseño de la Superestructura de un puente de concreto pre-esforzado”, pág. 5.

²⁹ Villoslada Trujillano, Manuel, “Análisis Estructural de Puentes Atirantados, aplicación”, pág. 6.

³⁰ Bartra Córdova, Jim Vladimir, “Análisis y Diseño de un Puente de Sección Compuesta sobre el Río Alao”, pág. 4.

2.5.2 MARCO TEÓRICO

2.5.2.1 PUENTES

La Web Wikipedia³¹ define que “el puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construida sobre una depresión, río, u obstáculo cualquiera. Los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura, o conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura (apoyos o soportes), formada por las pilas, que soportan directamente los tramos citados, los estribos o pilas situadas en los extremos del puente, que conectan con el terraplén, y los cimientos, o apoyos de estribos y pilas encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos”.

Manterola³² explica que “el puente es un elemento del camino. Una carretera, un ferrocarril se sirven de puentes para salvar determinados obstáculos que se encuentran en su camino. Atravesar un río, cruzar una carretera, ó una estación de ferrocarril, son obstáculos frecuentes”.

Aranis García-Rossell³³; indica que “se puede definir un puente en general como una estructura que permite la continuidad de una vía a través de un obstáculo natural o artificial. La vía puede ser peatonal, una carretera, calle o avenida, una vía de ferrocarril o una combinación de las mismas. Caso aparte lo constituyen los puentes acueducto o canal, y los puentes tubo. El obstáculo puede ser natural clásicamente un río o quebrada, lago, o mar. El obstáculo artificial puede ser una carretera o calle o avenida u otra construcción hecha por el hombre”.

2.5.2.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Martínez y Manzanarez³⁴ indican que los puentes son de dos tipos generales: puentes fijos y puentes móviles, éstos últimos representan una minoría respecto a

³¹ <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com/2010/10/definicion-de-puentes.html>, act. 18/10/2010, visita 12/03/2014.

³² Manterola, Javier, *Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, pág. 12.

³³ Aranis García-Rossell, César, *Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Método AASHTO – LRFD)*, pág. 196.

³⁴ Martínez Jáenz, Pedro Moisés – Manzanarez Berroterán, José Salvador, *Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005*, pág. 3.

los puentes fijos y pueden abrirse ya sea vertical u horizontalmente de modo que permita que el tránsito fluvial pase por debajo de la estructura.

Los puentes podemos clasificarlos según su tipo de material con los que fueron construídos, por su utilización, por su condición de operación, por el tipo de cruce y por su alineamiento.

a) Por su Tipo de Material

- De madera.
- De tabique.
- De concreto: armado, simple y ciclópeo.
- De acero.
- De acero y concreto.

b) Por su Utilización

- Puentes peatonales.
- Puentes de ferrocarriles.
- Puentes de Presa.
- Puentes de caminos.
- Puentes de acueductos.

c) Por su Condición de Operación

- Puentes de bóveda.
- Puentes de losa plana reforzada.
- De viga simple.
- De sección aligerada.
- De armaduras de madera.
- De armaduras de hierro.
- Colgantes.
- Suspendidos.
- De estructuras aligeradas.
- De losas nervuradas.
- Puentes móviles.
- Puentes elevadisos.

- Puentes Basculantes.
- Puentes deslizantes.
- Puentes de caballetes metálicos.
- Puentes de Trabes metálicas.
- Puentes de pontones.

d) Por su Tipo de Cruce

- Puentes de cruce normal.
- Puentes de cruce esviado.

e) Por su Tipo de Alineamiento

- Puentes en curva.
- Puentes en tangentes.
- Puentes en pendientes.

f) Por su Geometría Básica

- Puentes rectos.
- Puentes a escuadra.
- Puentes de paso superior.
- Puentes de paso inferior.
- Puentes de claro cortó.
- Puentes de claro medio.
- Puentes de claro largo.

g) Por su Sistema Estructural

- Puentes de claro simple.
- Puentes de viga continúa.
- Puentes de arco simple.
- Puentes de arco múltiple.

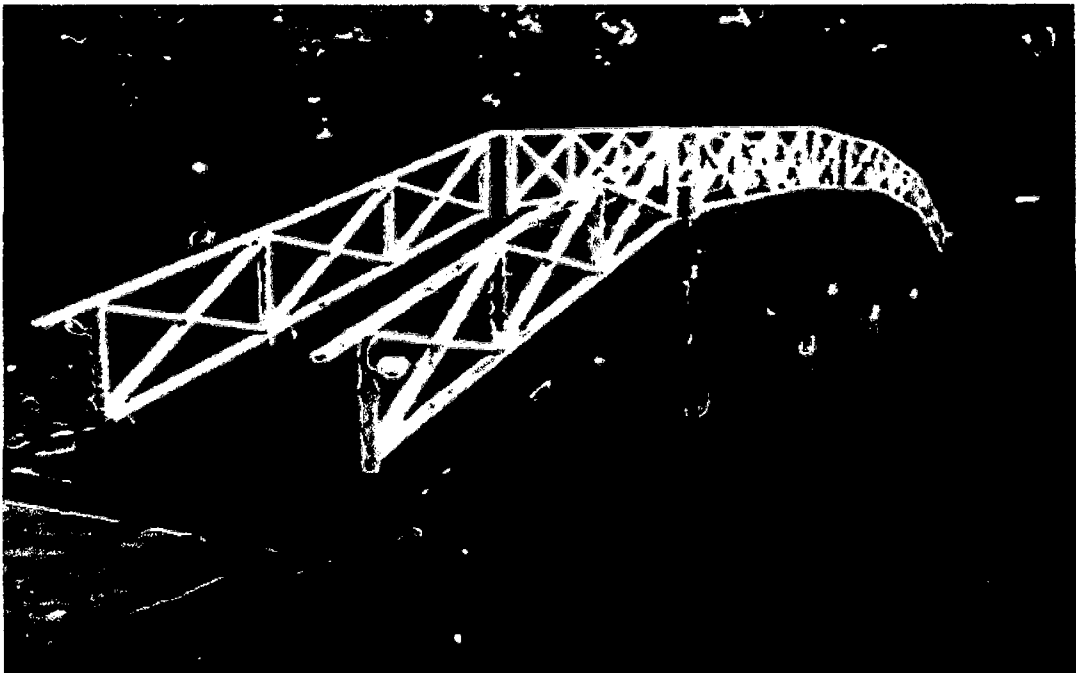


Fig. Nº 002: Puente de Madera.

Puente Varadero³⁵

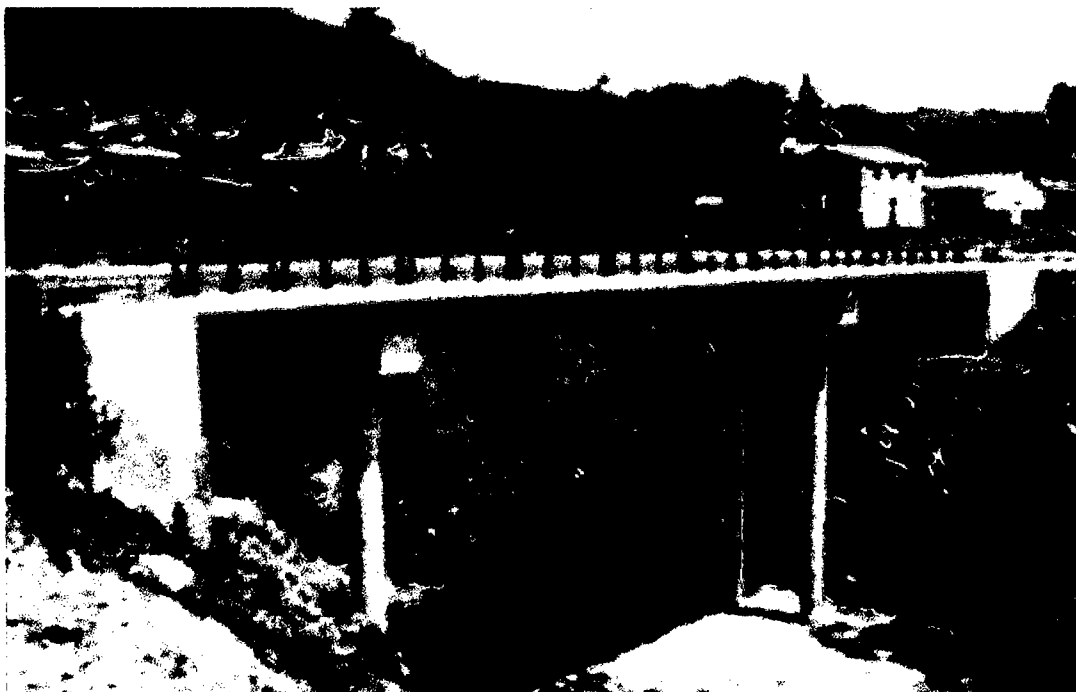


Fig. Nº 003: Puente Continuo

Puente Abancay³⁶ ubicado en Cuzco.

³⁵ http://es.123rf.com/photo_2341840_puente-de-madera-en-varadero.html, act. 15/06/2010, visita 12/03/2014.

³⁶ <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=187978&page=5>, act. 23/05/2011, visita 12/03/2014.

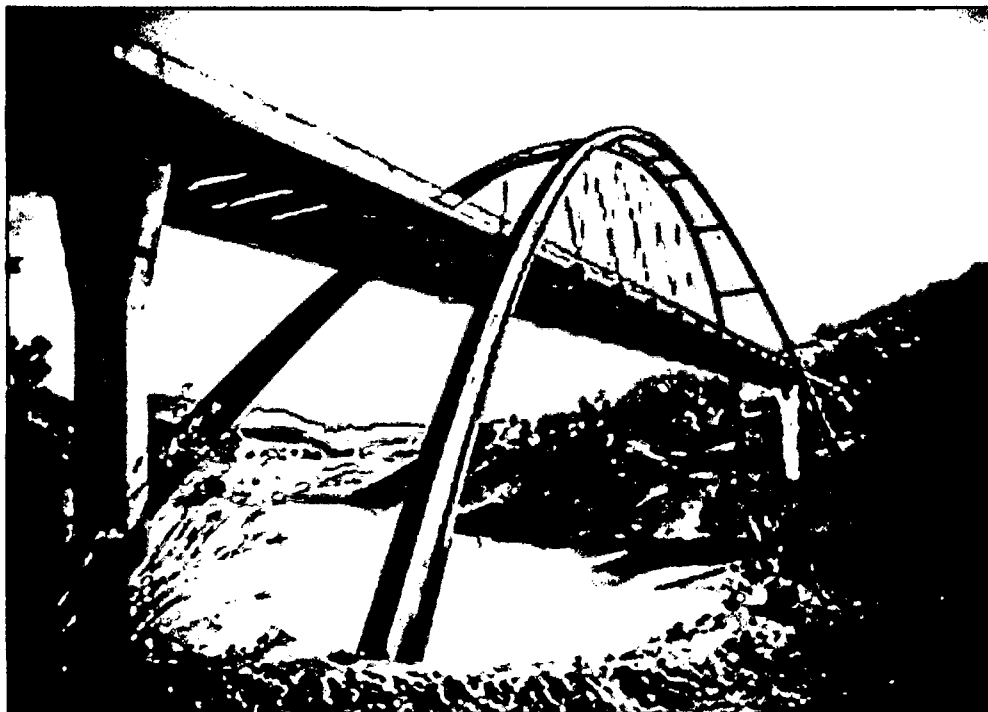


Fig. Nº 004: Puente Arco
 Puente de la Vicaria Albacete³⁷ en España.

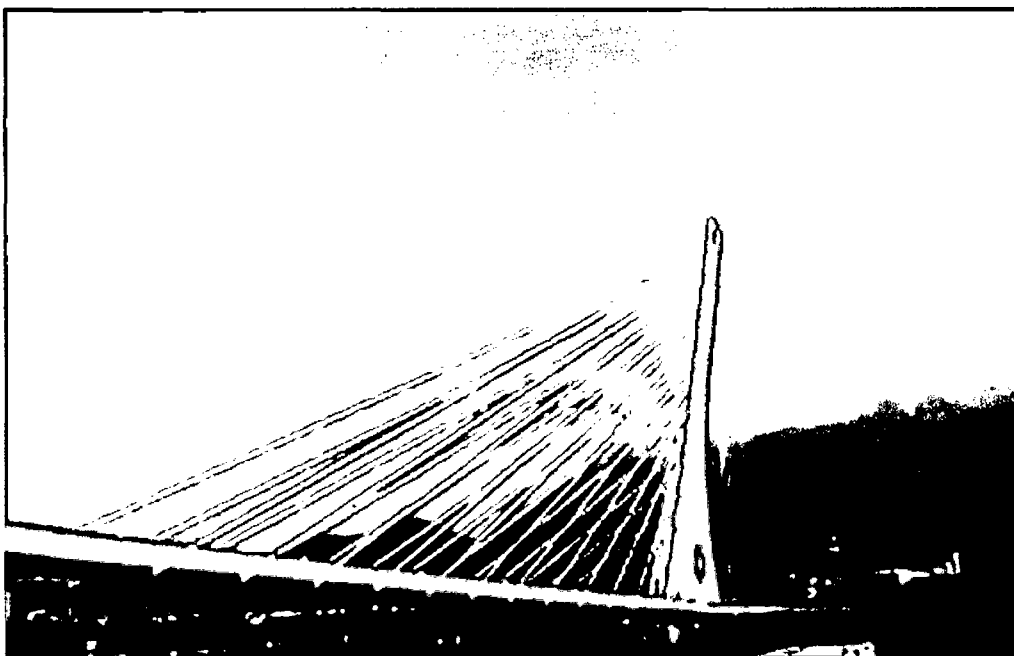


Fig. Nº 005: Puente Atirantado
 Puente Monterrey Nuevo León³⁸ ubicado en México.

³⁷ <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=187978&page=5>, act. 23/05/2011, visita 12/03/2014.

³⁸ <http://www.taringa.net/posts/info/13639523/Monterrey-Mexico-Mi-tierra.html>, act. 02/03/2012, visita 12/03/2014.

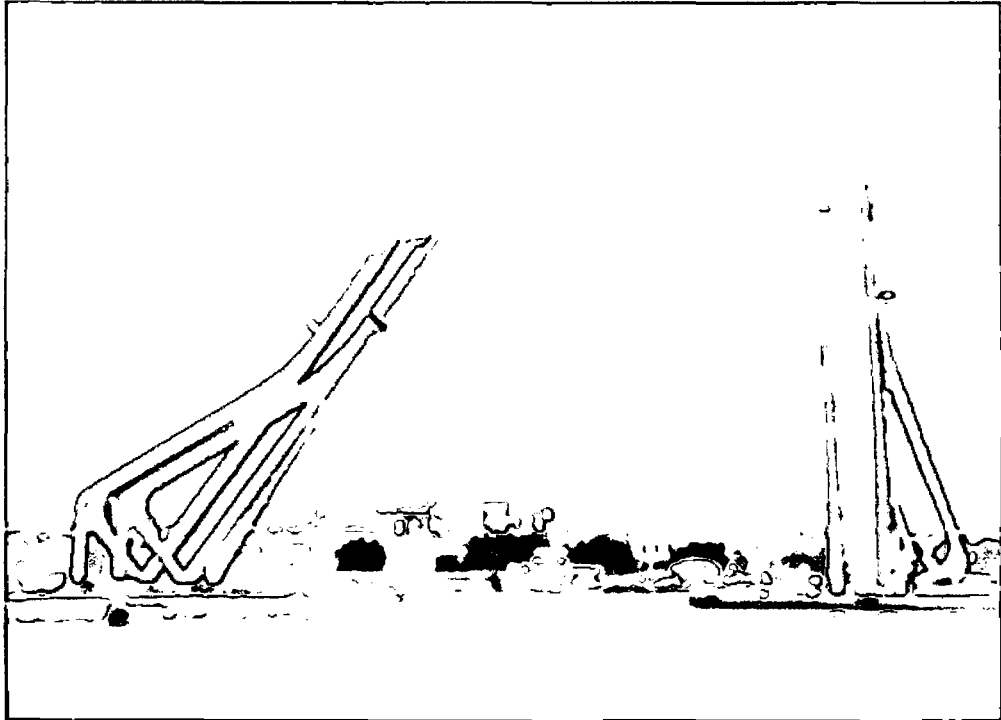


Fig. Nº 006: Puente Basculante

Puente en el Puerto de Valencia³⁹ en España.

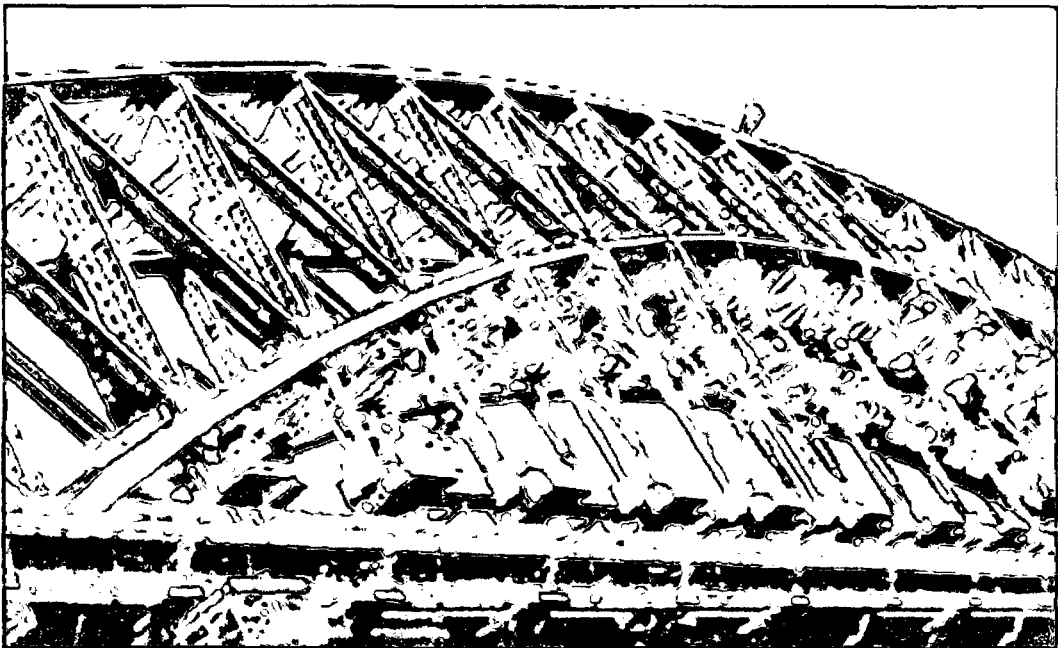


Fig. Nº 007: Puente de Acero

Puente Harbour⁴⁰, ubicado en Sidney, Australia.

³⁹ http://www.mc2.es/ficha_proyecto.php?nav=02&id=93&idcategoria=4&i=es, act. 05/11/2009, visita 12/03/2014.

⁴⁰ http://es.123rf.com/photo_5295808_la-enorme-estructura-de-acero-del-puente-harbour-sydney-australia.html, act. 25/05/2010, visita 12/03/2014.

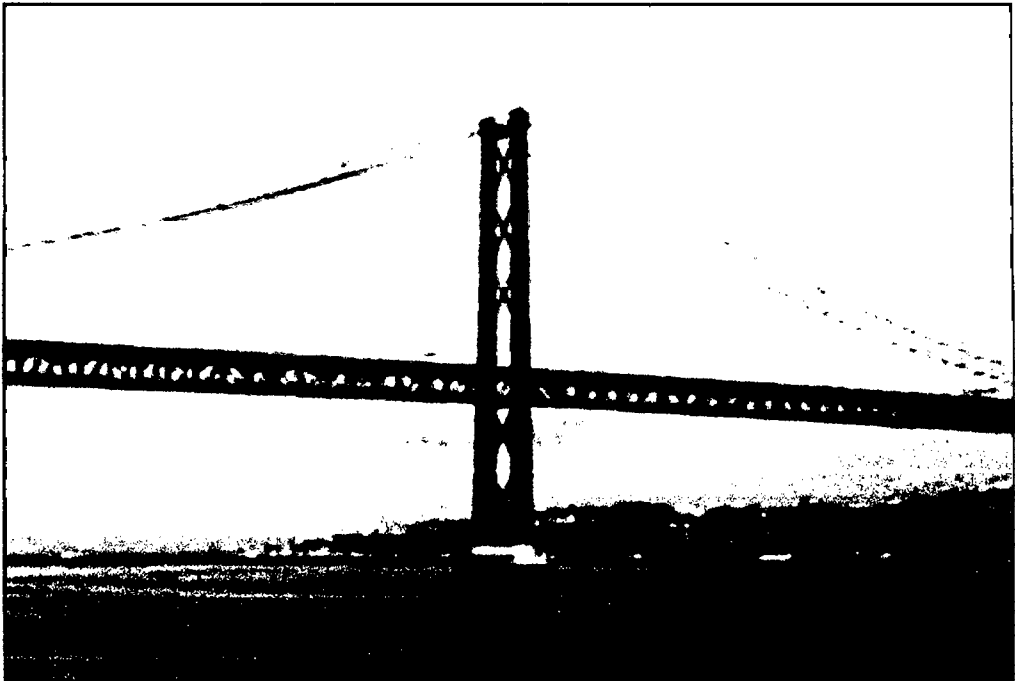


Fig. Nº 008: Puente Colgante

Puente sobre el Río Tejo⁴¹, ubicado en Lisboa, Portugal.

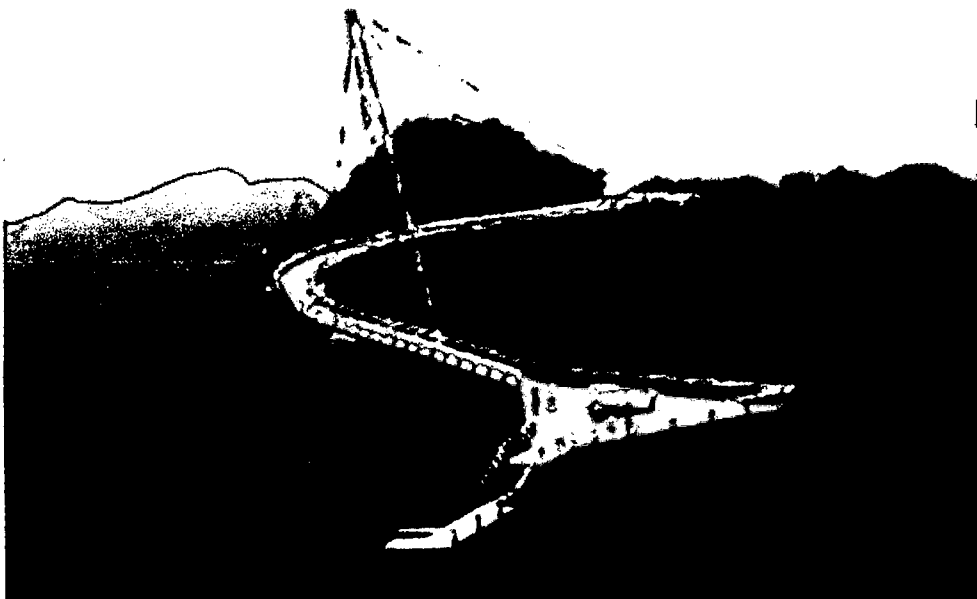


Fig. Nº 009: Puente Curvo

Puente de Langkawi⁴², ubicado en Malasia.

⁴¹ http://es.123rf.com/photo_5356354_moderno-puente-rojo-sobre-el-rio-tajo-en-lisboa-portugal.html, act. 25/05/2010, visita 12/03/2014.

⁴² <http://www.dogguie.net/skybridge-el-puente-curvo-de-langkawi-malasia/>, act. 16/01/2012, visita 12/03/2014.



Fig. Nº 010: Puente simplemente apoyado de varios tramos.

Puente Riera de Cinyana⁴³, ubicado en España.

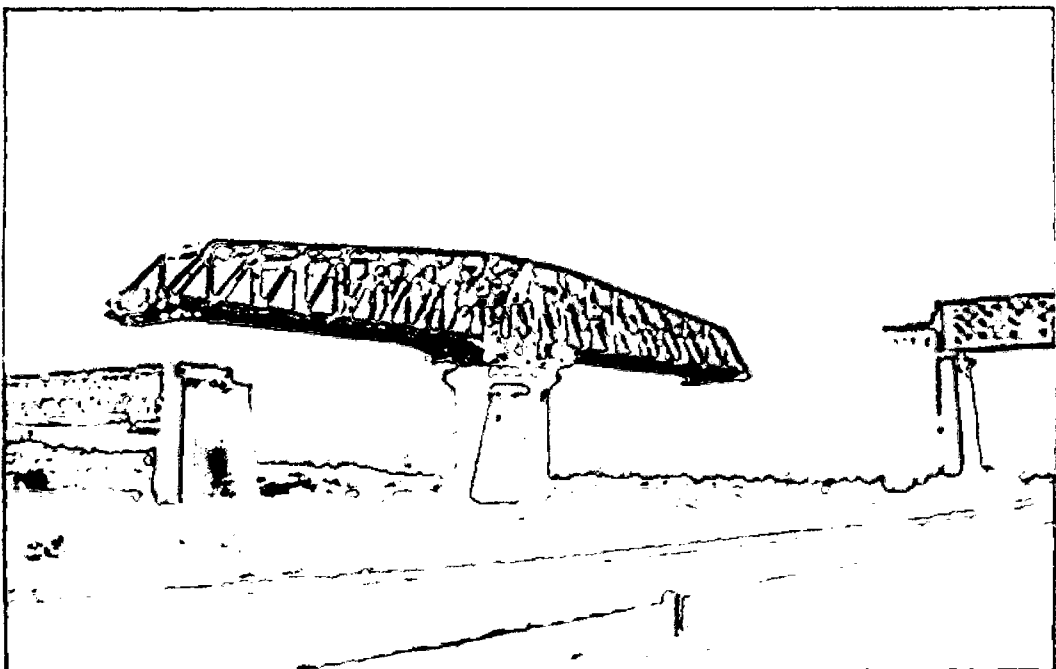


Fig. Nº 011: Puente Giratorio

Puente Pont de Caronte⁴⁴, ubicado en Francia.

⁴³ <http://www.gits.ws/index.php?seccion=proyecto&CODIGO=59>, act. 09/06/2011, visita 12/03/2014.

⁴⁴ http://ferropedia.es/wiki/Puente_giratorio, act. 22/10/2010, visita 12/03/2014.



Fig. N° 012: Puente Arco de Concreto
 Puente Quebrada Honda⁴⁵, ubicado en Apurímac, Perú.



Fig. N° 013: Puente Atirantado
 Puente Bahuarte Bicentenario⁴⁶, con una longitud de 1,124.00 m., es el puente Atirantado más largo del Mundo.

⁴⁵ http://www.cesel.com.pe/webes/obras_viales_9_puente_quebrada_honda.html, act. 03/02/2010, visita 12/03/2014.

⁴⁶ <http://www.animalpolitico.com/2012/01/calderon-supervisara-megapuerto-bicentenario/#axzz2hQ3lo3qD>, act. 05/10/2012, visita 12/03/2014.

2.5.2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE

2.5.2.3.1 LA SUPERESTRUCTURA

Martínez y Manzanarez⁴⁷ sustentan que la superestructura es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por:

La superficie de rodamiento: Suele ser de concreto reforzado de alta resistencia y en pocas ocasiones de elementos prefabricados, también puede ser metálica como en el caso de puentes de cubierta ortotrópica.

La superficie betuminosa: Es una capa asfáltica que sirve como recubrimiento protector a la superficie de rodamiento.

La Acera: Es una sección que sirve para la circulación peatonal que generalmente está en los extremos longitudinales del puente.

Barandales: Son elementos instalados para garantizar la seguridad de los peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar accidentes de caídas de los vehículos al vacío.

Vigas longitudinales y transversales: Cuando los puentes son de claros cortos el elemento principal son vigas longitudinales, que se apoyan en los extremos del puente. Cuando el puente tiene un claro muy corto (menor ó igual a 6 metros), no se proveen vigas longitudinales, sino, de una losa más gruesa la cual resulta mucho más económica. Cuando el puente debe tener un claro muy largo, el elemento principal de ésta estructura puede ser una armadura, un arco ó un puente colgante los cuales están provistos de vigas longitudinales y transversales que transmiten la carga hacia el elemento principal.

⁴⁷ Martínez Jáenz, Pedro Moisés - Manzanarez Berroterán, José Salvador, "Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005", pág. 13.

Diafragmas: Son elementos que sirven de arriostre lateral a la estructura, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas ó fuerzas de viento hacia la subestructura.

2.5.2.3.2 LA SUBESTRUCTURA

Martínez y Manzanarez⁴⁸ afirman que la subestructura de los puentes está compuesta de los estribos y pilas, la cimentación y los aparatos de apoyo. La subestructura soporta las cargas originadas en la superestructura y las transmite al estado resistente.

Los estribos son básicamente pilares con muros en los extremos. Estos muros contienen el relleno del acceso y deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se despliegue el relleno; éstos deben protegerse contra el volteo, deslizamiento, desplazamientos laterales, fracturas del subsuelo y la descarga de los pilotes cuando estos existan.

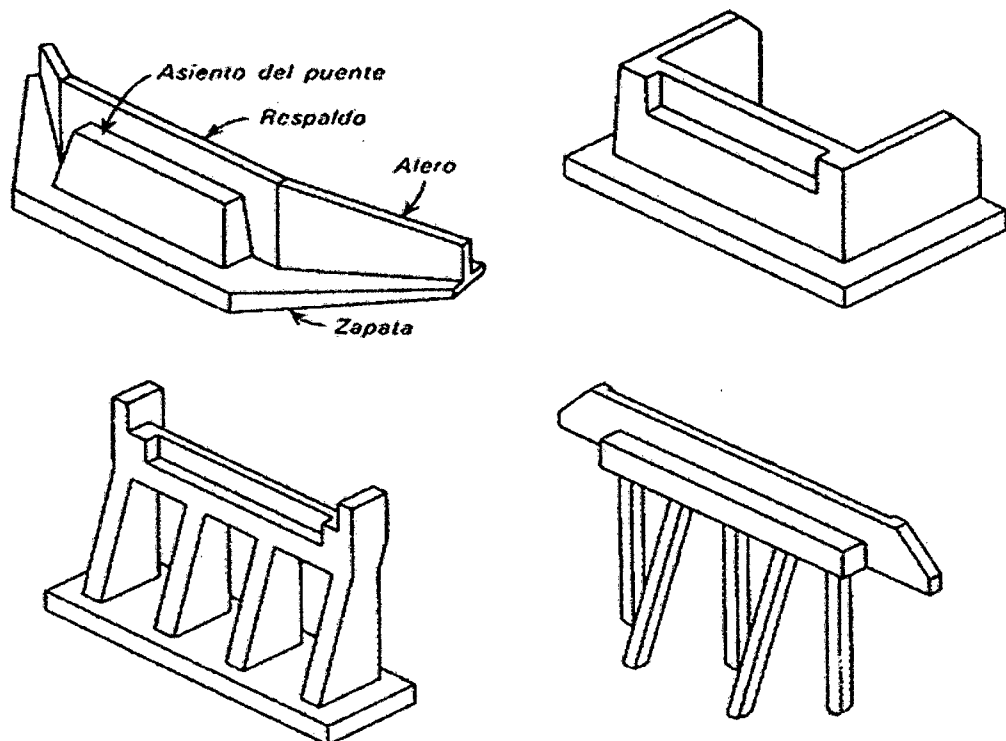


Fig. Nº 014: Estribos de un puente

⁴⁸ Martínez Jáenz, Pedro Moisés - Manzanarez Berroterán, José Salvador, "Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005", pág. 14.

Los estribos pueden ser abiertos ó cerrados, los estribos cerrados pueden ser huecos ó sólidos. Los estribos sólidos son generalmente de mampostería elaborados por bolones por su facilidad de hallarlas en las orillas de los ríos. Los estribos huecos son llamados así por su forma estructural, pero casi siempre se llenan de suelo – cemento para proporcionar peso y darle mayor seguridad a la estructura.

Martínez y Manzanarez⁴⁹ afirman que existen diferentes tipos de pilas que se detallan a continuación:

Las pilas tipo caballete: Consisten en dos ó más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente. Estas pilas se diseñan considerando acción de pórtico para las fuerzas que actúan respecto al eje resistente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.

Las pilas de una sola columna: Conocidas como pilas “T” o pilas “tipo martillo”, generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas y a columna puede ser prismática o acampanada ya sea para formar el cabezal o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura. Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura, y su apariencia reduce la masividad que muchas veces presentan otros tipos de estructuras.

Las pilas tipo muro macizo: Se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje débil y como si se tratara de

⁴⁹ Martínez Jáenz, Pedro Moisés - Manzanarez Berroterán, José Salvador, “Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005”, pág. 16.

pilares para las fuerzas y solicitaciones que actúan respecto del eje resistente. Estas pilas pueden tener su extramo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base. Sin embargo, muchas veces las pilas cortas y robustas se articulan en la base para eliminar los elevados momentos que se desarrollarían por causa del empotramiento. Anteriormente los diseños más macizos eran considerados oílas de gravedad.

Las pilas de eje simple: De sección rectangular ó circular sobre zapatas de superficie, pueden usarse para transportar traveses de caja, con diafragmas construidos que actúen como vigas transversales.

Los marcos de portal: Éstos se emplean como pilares bajo traveses de acero pesados, con apoyos localizados directamente sobre las columnas del portal. De preferencia las columnas de marco del portal deben descansar sobre una placa base común. Si en lugar de éstas se usan zapatas aisladas, deben utilizarse barras de amarre adecuadas para evitar que se separen ó se aflojen.

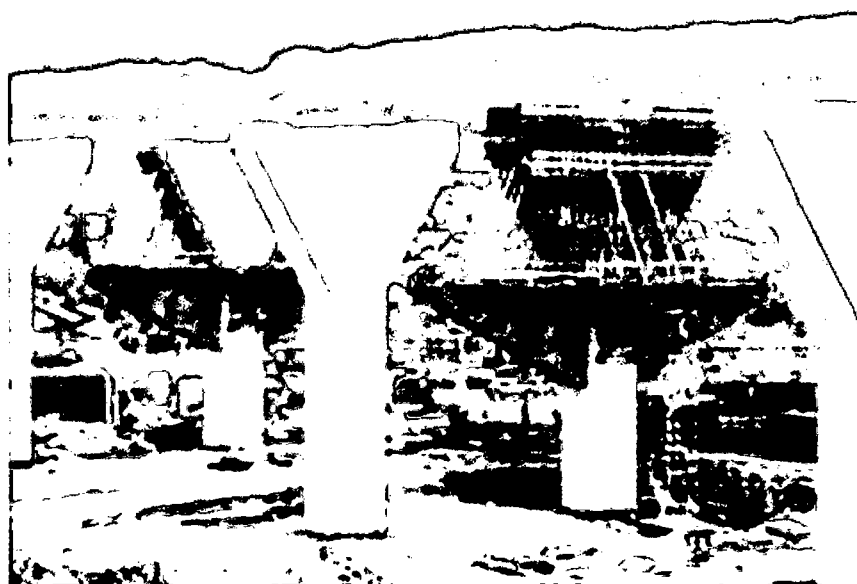


Fig. Nº 015: Pilas de un puente

2.5.2.3.3 APOYOS

Según Martínez y Manzanarez⁵⁰; los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir con dos requisitos básicos:

1. Distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas en la subestructura.
2. Deben ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otras de la superestructura sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

Los apoyos y las articulaciones para puentes pueden clasificarse en cuatro tipos:

- Apoyos fijos.
- Apoyos articulados.
- Apoyos deslizantes ó de expansión.
- Juntas articuladas, eslabonadas y con rodillos articulados.

2.5.2.3.4 ELEMENTOS SECUNDARIOS

Martínez y Manzanarez⁵¹ indican que: Estos son elementos que juegan un papel muy importante en la funcionalidad del puente.

Dentro de estos están: los muros de retención que se encuentran en los extremos de los estribos, y sirven para encauzar el agua, de manera que ésta pase por el puente con una adecuada dirección, a estos elementos se les denomina normalmente como aletones. Las obras de protección, que generalmente se ubican aguas arriba de las pilas, para protegerlas de fuertes impactos provocados por los elementos que arrastra la corriente. Estos elementos se ubican cuando existe la posibilidad de que la corriente pueda arrastrar objetos considerablemente grandes.

⁵⁰ Martínez Jáenz, Pedro Moisés - Manzanarez Berroterán, José Salvador, "Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005", pág. 18.

⁵¹ Martínez Jáenz, Pedro Moisés - Manzanarez Berroterán, José Salvador, "Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005", pág. 19.

Las obras de protección del fondo del cauce, tales como los enrocamientos ó los zampeados son parte de la eficiente funcionalidad del puente, aunque no corresponden al ingeniero estructural, sino al ingeniero hidráulico, normalmente nos tomamos la libertad de utilizarlos cuando creemos que es conveniente.

La losa de acceso es un tema discutido, pero sirve para encauzar y disminuir el golpe que provoca el vehículo en la entrada de los puentes.

2.5.2.4 CRITERIOS PARA SELECCIONAR EL TIPO DE PUENTE

Martínez y Manzanarez⁵² indican que: Entre muchos factores que afectan la elección de tipo de puentes por utilizar en un sitio dado, están las siguientes:

El claro requerido: Éste debe ser seleccionado para permitir el paso eficiente del caudal de creciente cuya magnitud y frecuencia deberán estar de acuerdo con el tipo y clase de estructura.

Condiciones de cimentación: Estas son trascendentales para decidir el tipo de puente por construir ya que tiene influencia en: el sistema de cimentación, la longitud de los claros parciales, y el tipo de estructura a emplear, ya que cuando las condiciones de cimentación son deficientes se deben descartar las estructuras hiperestáticas.

Espacio libre requerido: Este factor tiene influencia en el tipo de estructura a utilizar, cuando existen condiciones establecidas tales como: espacio libre horizontal y vertical mínimo, esto ocurre cuando se desea el paso de cualquier objeto flotante (barcos, arboles, etc.) según la importancia del obstáculo salvado.

Cargas vivas por soportar: Conociendo la ubicación del puente, su importancia económica y social, y su respectivo estudio de tránsito, nos proporcionan dos elementos importantes para el diseño de éste, los cuales son: el número de carriles (ó ancho de la calzada) y el tipo de carga viva a utilizar. Los parámetros anteriores nos ayudan a definir posibles tipos de superestructuras a utilizar y la

⁵² Martínez Jáenz, Pedro Moisés - Manzanarez Berroterán, José Salvador, "Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005", pág. 20.

distribución adecuada de sus elementos principales, tratando de obtener con ello una estructura segura y económica.

Métodos de montaje: El ingeniero proyectista debe de tomar en cuenta las condiciones del lugar para poder dar posibles soluciones a los problemas de construcción de estas estructuras. Por ello debe proveer la secuencia de construcción de una determinada estructura para facilitar su edificación.

2.5.2.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para Kardestuncer⁵³, el Análisis Estructural es una rama de las ciencias físicas que tiene que ver con el comportamiento de las estructuras bajo determinadas condiciones de diseño. Las estructuras se definen como los sistemas que soportan cargas, y la palabra comportamiento se entiende como su tendencia a deformarse, vibrar, pandearse o fluir dependiendo de las condiciones a que estén sometidas. Los resultados del análisis se usan entonces para determinar la forma de las estructuras deformadas y verificar si son adecuadas para soportar las cargas para las cuales se han diseñado.

Para Tomás Celigüeta⁵⁴, el problema que trata de resolver el Análisis Estructural es la determinación del estado de deformaciones y tensiones que se producen en el interior de la estructura, a consecuencia de todas las acciones actuantes sobre ella. Como consecuencia también se determinan las reacciones que aparecen en la sustentación de la estructura. Una vez conocidas las tensiones y deformaciones, el decidir si éstas son admisibles y si la estructura está en buen estado de funcionamiento.

La concepción de una estructura, por parte del ingeniero, se desglosa en tres fases: fase de planeamiento, fase de diseño y fase de construcción. En la fase de diseño, que es la que interesa para el análisis estructural, se puede distinguir a su vez las siguientes etapas:

⁵³ Kardestuncer, Hayrettin, "Introducción al Análisis Estructural con Matrices", pág. 3.

⁵⁴ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 2.

- *Determinación de la forma y dimensiones generales:* se eligen el tipo de estructura y la geometría de la misma, de acuerdo con su funcionalidad y la normativa aplicable. Se determinan asimismo los materiales principales a utilizar.
- *Determinación de las cargas:* se determinan las fuerzas exteriores que actúan sobre la estructura, así como todos aquellos efectos que puedan afectar a su comportamiento.
- *Análisis:* consiste en determinar los esfuerzos internos y las deformaciones que se originan en la estructura como consecuencia de las cargas actuantes. Para efectuar el análisis de una estructura es necesario proceder primero a su idealización, es decir a asimilarla a un modelo cuyo cálculo sea posible efectuar. Esta idealización se hace básicamente introduciendo algunas suposiciones sobre el comportamiento de los elementos que forman la estructura, sobre la forma en que éstos están unidos entre sí, y sobre la forma en que se sustenta. Luego se procede al análisis, calculando las deformaciones y esfuerzos que aparecen en ella, y utilizando para ello las técnicas propias del Análisis Estructural.

Para Gonzalez Cuevas⁵⁵, una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. Ésta puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio, como sucede en los distintos tipos de edificios; o contener un empuje, como en los muros de contención, tanques o silos. La estructura debe cumplir la función a que está destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

Hibbeler⁵⁶ indica, una estructura consiste en una serie de partes conectadas con el fin de soportar una carga. Ejemplos de ellas son los edificios, los puentes, las torres, los tanques y las presas. El proceso de crear cualquiera de estas estructuras requiere planeación, análisis, diseño y construcción.

⁵⁵ Gonzalez Cuevas, Oscar, "Análisis Estructural", pág. 11.

⁵⁶ Hibbeler, R. C., "Análisis Estructural", pág. 1.

2.5.2.5.1 DEFINICIONES GENERALES

Para que el análisis de una estructura es necesario que la idealización que de ella se haga se acerque lo más posible a su comportamiento real. Para efectuar esta idealización existen diversos aspectos a tener en cuenta según Tomás Celigüeta⁵⁷, como son:

- Disposición espacial de la estructura: puede ser en una, dos o tres dimensiones.
- Tipo de cargas actuantes: estáticas o dinámicas, según que sean constantes en el tiempo o variables con él.
- Tipo de elementos que forman la estructura: elementos discretos, elementos continuos, o incluso estructuras mixtas.
- Tipos de uniones estructurales entre los elementos: articuladas, rígidas o flexibles.
- Comportamiento del material: puede ser elástico, cuando al desaparecer las cargas el material vuelve a su estado inicial o no. Dentro de los materiales elásticos el caso más habitual es el lineal, cuando la tensión y la deformación unitaria son proporcionales.
- Pequeñas deformaciones: cuando la posición deformada de la estructura coincide sensiblemente con su posición sin deformar. Esto simplifica la relación entre las deformaciones unitarias y los desplazamientos de un punto, que es lineal.

2.5.2.5.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Para Tomás Celigüeta⁵⁸, efectuar una clasificación detallada de las estructuras no es tarea fácil, pues depende de la tecnología y materiales usados para su construcción y del uso que se da a la estructura. Las primeras definiciones del concepto de estructura orientan a considerar dos grandes tipos de ellas: con elementos discretos o con elementos continuos.

⁵⁷ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 3.

⁵⁸ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 4.

2.5.2.5.2.1 ESTRUCTURAS CON ELEMENTOS DISCRETOS

En estas estructuras se identifican claramente los elementos que la forman. Estos elementos se caracterizan por tener:

- Una dimensión longitudinal mucho mayor que las otras dos.
- El material agrupado alrededor de la línea directriz del elemento, que normalmente es recta.

Estos elementos son por lo tanto piezas prismáticas y se denominan habitualmente vigas o barras. Los puntos de unión de unos elementos con otros se llaman nudos y cada elemento siempre tiene dos nudos extremos. Con esto la estructura se asemeja a una retícula formada por los distintos elementos unidos en los nudos.

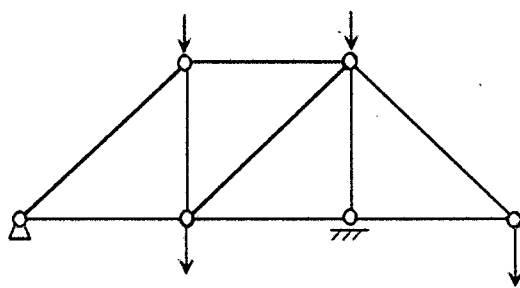
La unión de unos elementos con otros en los nudos puede hacerse de distintas formas, siendo las más importantes:

- Unión rígida o empotramiento: que impone desplazamientos y giros comunes al elemento y al nudo, de tal manera que entre ellos se transmiten fuerzas y momentos.
- Articulación: que permite giros distintos del elemento y del nudo, y en la que no se transmite momento en la dirección de la articulación.
- Unión flexible: en la que los giros del elemento y el nudo son diferentes, pero se transmite un momento entre ambos elementos.

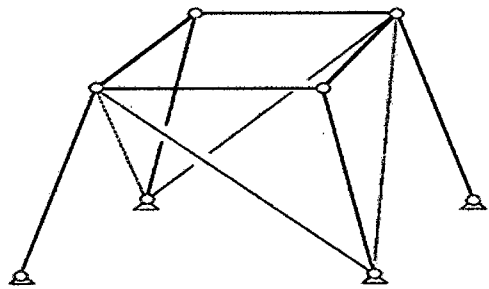
Para Tomás Celigüeta⁵⁹, los tipos más importantes de estructuras reticulares son:

- *Cerchas o Celosías*: Están formados por elementos articulados entre sí, y con cargas actuantes únicamente en los nudos. Los elementos trabajan a esfuerzo axial, y no hay flexión ni cortadura. Por su disposición espacial pueden ser planas o tridimensionales.

⁵⁹ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 5.



Celosía plana



Celosía espacial

Fig. Nº 016: Cerchas o Celosías.

- *Vigas*: Están formadas por elementos lineales unidos rígidamente entre sí, y que pueden absorber esfuerzos de flexión y cortadura, sin torsión. También pueden absorber esfuerzo axial, pero éste está desacoplado de los esfuerzos de flexión y cortadura, en la hipótesis de pequeñas deformaciones.

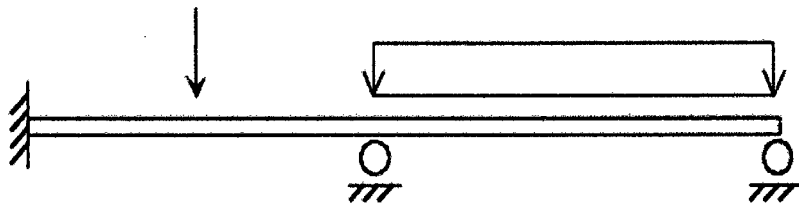


Fig. Nº 017: Viga.

- *Pórticos Planos*: Son estructuras compuestas por elementos prismáticos, unidos rígidamente entre sí, y dispuestos formando una retícula plana, con las fuerzas actuantes situadas en su plano. Estas estructuras se deforman dentro de su plano y sus elementos trabajan a flexión, cortadura y esfuerzo axial.

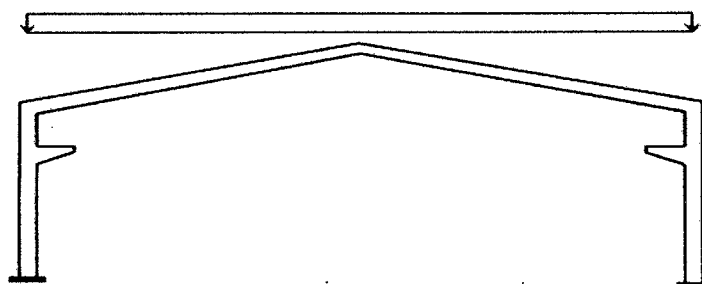


Fig. Nº 018: Pórtico Plano.

- *Pórticos Espaciales*: Son similares a los anteriores, pero situados formando una retícula espacial. Sus elementos pueden trabajar a esfuerzo axial, torsión y flexión en dos planos.

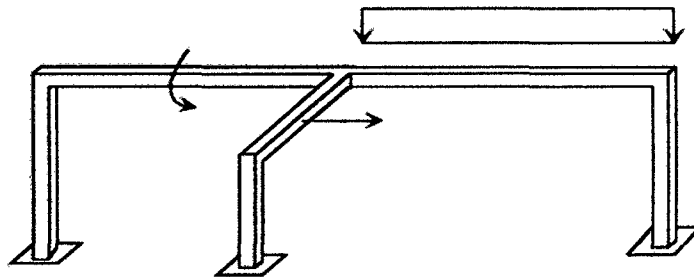


Fig. Nº 019: Pórtico Espacial.

- *Arcos*: Son estructuras compuestas por una única pieza, cuya directriz es habitualmente una curva plana. Absorben esfuerzos axiales, de flexión y de cortadura.

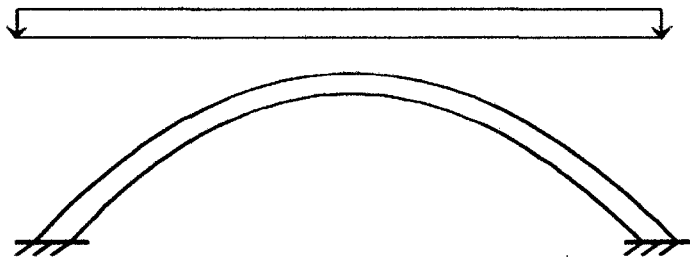


Fig. Nº 020: Arco.

- *Emparrillados Planos*: Son estructuras formadas por elementos viga dispuestos formando una retícula plana, pero con fuerzas actuantes perpendiculares a su plano. Se deforman perpendicularmente a su plano, y sus elementos trabajan a torsión y flexión.

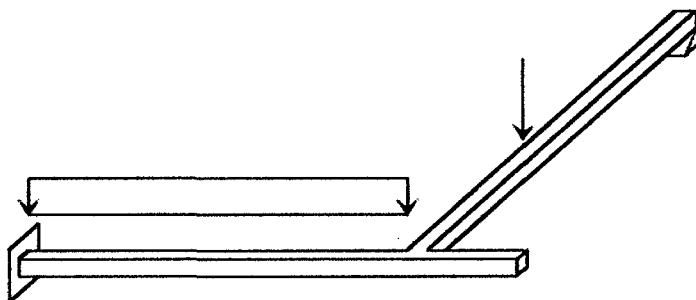


Fig. Nº 021: Emparrillado.

2.5.2.5.2 ESTRUCTURAS CON ELEMENTOS CONTINUOS

Tomás Celigüeta⁶⁰, resume los casos más habituales de estructuras continuas.

- *Membranas Planas*: Consisten en un material continuo, de espesor pequeño frente a sus dimensiones transversales, situado en un plano y con cargas contenidas en él. Corresponde al problema de elasticidad bidimensional, y son el equivalente continuo de un pórtico.
- *Placas*: Consisten en un medio continuo plano, de espesor pequeño frente a sus dimensiones transversales, con fuerzas actuantes perpendiculares a su plano. Son el equivalente continuo de un emparrillado plano.
- *Sólidos*: Son medios continuos tridimensionales sometidos a un estado general de tensiones y deformaciones.
- *Cáscaras*: Son medios continuos curvos, con pequeño espesor. Son el equivalente a la suma de una membrana y una placa, pero cuya superficie directriz es curva.

2.5.2.5.3 CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS

Tomás Celigüeta⁶¹, resume los principales métodos de análisis estructural para estructuras discretas.

- Soluciones analíticas. Consisten en resolver directamente las ecuaciones que controlan el problema, por lo que normalmente sólo se aplican a casos sencillos.
 - Integración de la ecuación de la elástica en vigas.
 - Teoremas de Mohr para vigas.
 - Método de la viga conjugada para vigas.

⁶⁰ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 6.

⁶¹ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 7.

- Empleo de las ecuaciones de la elástica: sólo se pueden aplicar a estructuras isostáticas.
 - o Método del equilibrio de los nudos para celosías.
 - o Método de las secciones para celosías.
 - o Método de la barra sustituida para celosías.
- Métodos basados en la flexibilidad.
 - o Principio del trabajo virtual complementario y principio del potencial complementario estacionario.
 - o Segundo teorema de Castigliano y teorema de Crotti-Engesser.
 - o Método general de la flexibilidad, basado en el segundo teorema de Engesser.
 - o Método de la compatibilidad de deformaciones en vigas.
 - o Fórmula de los tres momentos para vigas.
 - o Principio de Muller-Breslau para cargas móviles.
- Métodos basados en la rigidez.
 - o Principio del Trabajo Virtual y principio del potencial total estacionario.
 - o Primer teorema de Castigliano.
 - o Método de rigidez en formulación matricial, para estructuras de cualquier tipo.
 - o Método de la distribución de momentos, o Cross, para pórticos planos.

2.5.2.5.4 CONDICIÓN DE LA SUSTENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Tomás Celigüeta⁶², para una estructura pueda considerarse como tal, debe estar en equilibrio bajo la acción de todas las fuerzas que actúan sobre ella, entre las que se incluyen tanto las acciones exteriores conocidas, como las reacciones desconocidas en los puntos de sustentación.

⁶² Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 8.

A continuación se describirán los tipos de apoyos mas habituales que pueden encontrarse en las estructuras, indicando las condiciones de ligadura que introducen.

2.5.2.5.4.1 ESTRUCTURAS PLANAS

- Apoyo deslizante o de rodillos: impide el desplazamiento perpendicular a dicha línea. Se supone sin rozamiento y bidireccional, es decir que es capaz de ejercer reacción en los dos sentidos; este apoyo no influye en el giro de la estructura, que puede tener uno o varios giros en función de la forma en que los distintos elementos estructurales se unan al nudo.

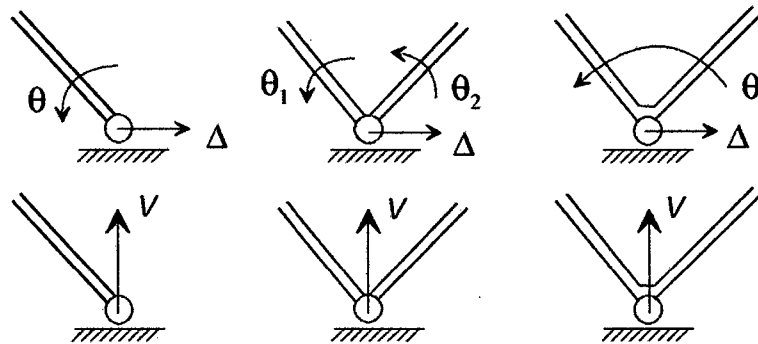


Fig. Nº 022: Apoyo deslizante o de rodillos.

- Apoyo articulado: no permite ningún tipo de desplazamiento, y su reacción es un fuerza de dirección arbitraria, que equivale a dos fuerzas según dos ejes ortogonales; este apoyo no influye en el giro de la estructura, que puede tener uno o varios giros, en función de la forma en que los distintos elementos estructurales se unen al nudo.

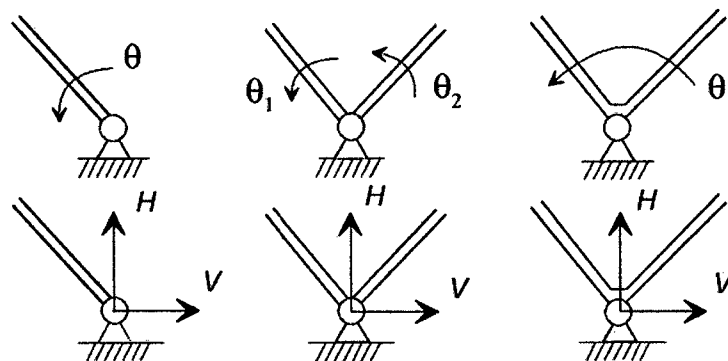


Fig. Nº 023: Apoyo articulado.

- Empotramiento: no permite ningún desplazamiento ni el giro. Su reacción son dos fuerzas (H y V) contenidas en el plano de la estructura, y un momento M perpendicular a él.

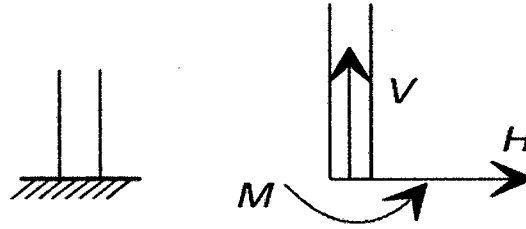


Fig. Nº 024: Empotramiento.

- Empotramiento deslizante: permite únicamente el desplazamiento en una dirección, pero impide el desplazamiento en la dirección perpendicular y también el giro. Se trata por lo tanto de un caso particular del empotramiento, pero que permite el desplazamiento en una dirección determinada. Su reacción es una fuerza perpendicular al eje de desplazamiento H, y un momento M perpendicular al plano de la estructura.

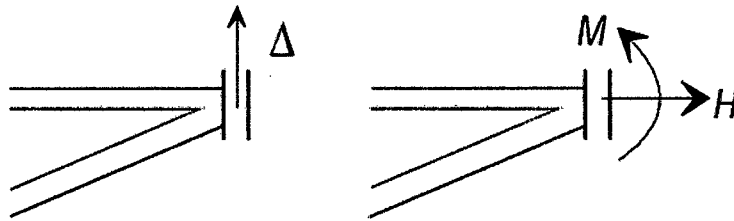


Fig. Nº 025: Empotramiento deslizante.

- Apoyo flexible: está construido por un punto de la estructura que está unido a la sustentación mediante uno o varios muelles. En general puede haber constantes de rigidez distintas en cada dirección, pudiendo ser cero en alguna de ellas.

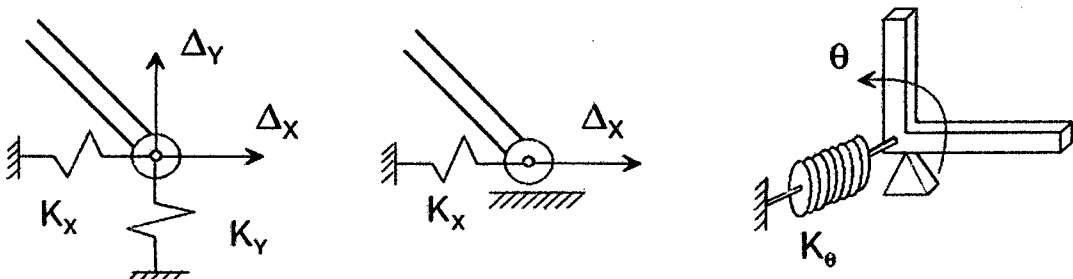


Fig. Nº 026: Apoyo flexible.

2.5.2.5.4.2 ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES

- **Rótula esférica:** es el equivalente tridimensional de la articulación plana. No permite ningún desplazamiento, y si permite los tres giros. Su reacción son tres fuerzas ortogonales.

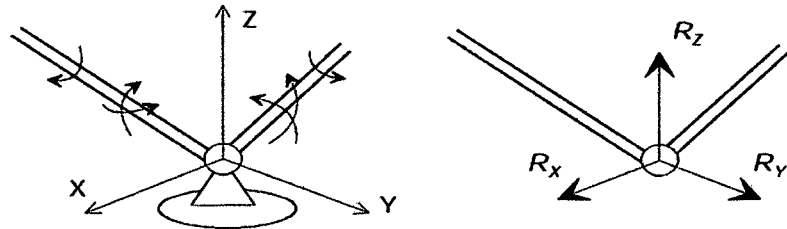


Fig. Nº 027: Rótula esférica.

- **Apoyo deslizante sobre un plano:** se trata de un punto que puede moverse apoyado sobre todo un plano, el cual puede ser uno de los planos coordenados, u otro cualquiera. Su reacción es una fuerza normal al plano de deslizamiento.

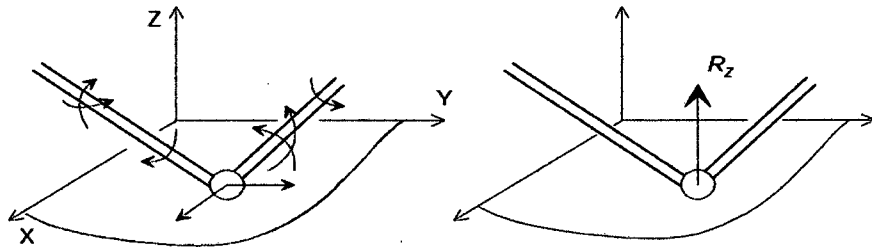


Fig. Nº 028: Apoyo deslizante sobre un plano.

- **Apoyo deslizante sobre una recta:** en este caso el punto de apoyo está obligado a moverse sobre una recta conocida, por lo que el único desplazamiento posible es en la dirección de dicha recta. La reacción son dos fuerzas perpendiculares a la recta (H, V).

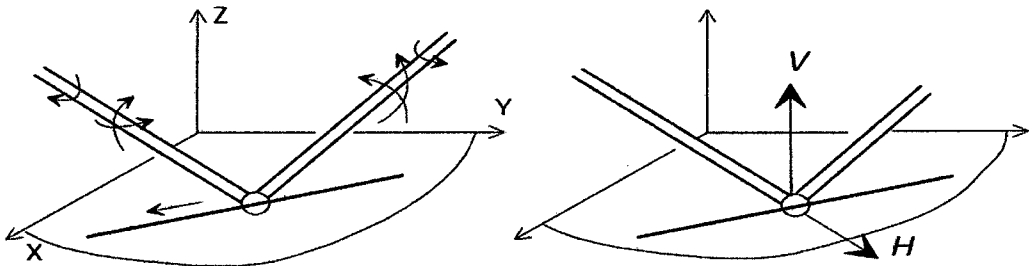


Fig. Nº 029: Apoyo deslizante sobre una recta.

- Empotramiento deslizante prismático: en este caso el punto de apoyo se mueve sobre una recta, pero no tiene ninguna posibilidad de giro. Existe por lo tanto un solo grado de libertad, que es el desplazamiento en la dirección de la recta. La reacción tiene cinco componentes: dos fuerzas perpendiculares a la recta (V y T) y tres momentos (M_L , M_V y M_T).

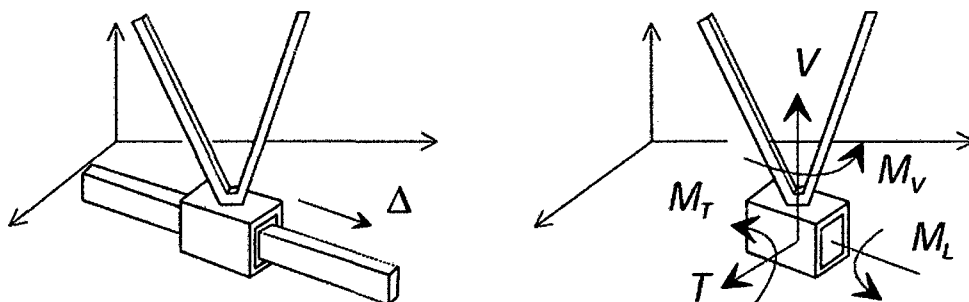


Fig. Nº 030: Empotramiento deslizante prismático.

- Empotramiento deslizante cilíndrico: en este caso el punto puede deslizarse sobre una recta y además puede girar respecto a ella. Existen por lo tanto dos grados de libertad: el desplazamiento en la dirección de la recta y la rotación alrededor de ella. La reacción tiene cuatro componentes: dos fuerzas perpendiculares a la recta (V y T), y dos momentos también perpendiculares a ella (M_V y M_T).

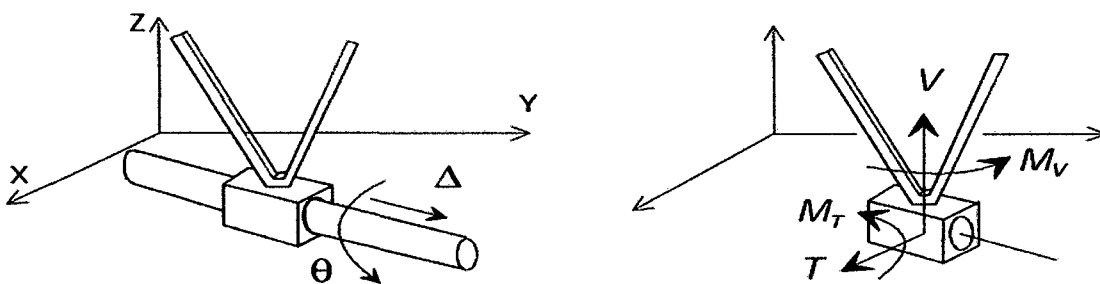


Fig. Nº 031: Empotramiento deslizante cilíndrico.

2.5.2.5.5 ESTABILIDAD Y GRADO DE DETERMINACIÓN EXTERNO

Tomás Celigüeta⁶³; la estática facilita $q=3$ ecuaciones de equilibrio en el caso plano, y $q=6$ ecuaciones en el espacial.

Suponiendo que las uniones en todos los nudos son rígidas, dichos casos son:

⁶³Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 14.

- El número de reacciones es menor que el de ecuaciones de equilibrio $r < q$: la estructura es un conjunto inestable, y se dice que es externamente inestable.
- El número de reacciones es igual al número de ecuaciones de equilibrio $r = q$. En principio la estructura es externamente isostática y q que hay ecuaciones de la estática en número suficiente para calcular todas las reacciones.
- El número de reacciones es mayor que el de ecuaciones de equilibrio $r > q$. La estructura está estáticamente indeterminada en principio, y se dice que es externamente hiperestática.

2.5.2.5.6 TEOREMAS FUNDAMENTALES

2.5.2.5.6.1 TRABAJO

Tomás Celigüeta⁶⁴, indica que el trabajo efectuado por las fuerzas puntuales P , cuando su punto de aplicación se deforma una cantidad Δ , tiene la expresión:

$$W_P = \int_0^{\Delta} \mathbf{P}^T d\Delta \quad \dots\dots\dots (1)$$

Si el sólido es elástico lineal, existe una proporcionalidad entre deformaciones y fuerzas a través de una matriz \mathbf{k} que mide la rigidez del sólido:

$$\mathbf{P} = \mathbf{k}\Delta \quad \dots\dots\dots (2)$$

Con lo que el valor del trabajo es:

$$W_P = \int_0^{\Delta} \Delta^T \mathbf{k} d\Delta = \frac{1}{2} \Delta^T \mathbf{k} \Delta = \frac{1}{2} \mathbf{P}^T \Delta \quad \dots\dots\dots (3)$$

Para las fuerzas distribuidas de volumen y superficie se define el trabajo unitario o trabajo efectuado por la unidad de volumen o de superficie, según corresponda por el tipo de fuerza, como:

⁶⁴Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 18.

$$W_0 = \int_0^u q_v^T du + \int_0^u q_s^T du \quad \dots\dots\dots(4)$$

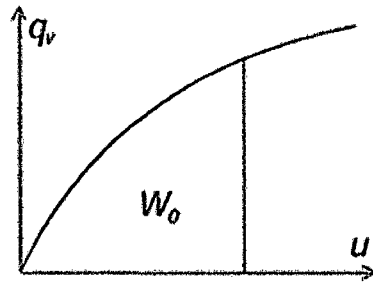


Fig. Nº 032: Teorema del Trabajo.

En régimen lineal las fuerzas y las deformaciones son proporcionales a través de unas matrices simétricas k_v y k_s , con lo que el trabajo unitario queda:

$$W_0 = \int_0^u u^T k_v du + \int_0^u u^T k_s du = \frac{1}{2} u^T k_v u + \frac{1}{2} u^T k_s u = \frac{1}{2} q_v^T u + \frac{1}{2} q_s^T u \quad \dots\dots\dots(5)$$

El trabajo producido por las fuerzas de volumen y superficie W_d sobre todo el solido es el trabajo integral al volumen o a la superficie correspondiente, del trabajo unitario. En régimen lineal, su expresión es:

$$W_d = \frac{1}{2} \int_v q_v^T u dv + \frac{1}{2} \int_s q_s^T u ds \quad \dots\dots\dots(6)$$

2.5.2.5.6.2 ENERGIA DE DEFORMACIÓN

Para Tomás Celigüeta⁶⁵; la energía de deformación es la energía elástica total que se acumula en el sólido. Se obtiene por integración de la densidad de energía a todo el volumen:

$$U = \int_v U_0 dv \quad U = \int_v \left(\int_0^{\epsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} \right) dv \quad \dots\dots\dots(7)$$

Caso de material lineal: Para un material lineal la densidad de energía tiene una expresión sencilla, por lo que la energía total acumulada es:

⁶⁵Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 29.

$$U = \frac{1}{2} \int_V \epsilon^T D \epsilon dv = \frac{1}{2} \int_V \epsilon^T \sigma dv \quad \dots\dots\dots (8)$$

Fórmula de Clapeyron: En el caso de un sólido elástico lineal, la energía elástica acumulada U es igual al trabajo efectuado por las fuerzas exteriores aplicadas, de acuerdo con la fórmula deducida por Clapeyron en 1833. Para el caso de fuerzas puntuales dicha fórmula se puede poner como:

$$U = W_p = \frac{P_f \Delta_f}{2} = \frac{1}{2} P^T \Delta \quad \dots\dots\dots (9)$$

Variación de la energía de deformación: Si la densidad de energía U_0 sufre una variación, la energía total acumulada U sufre también una variación, cuyo valor es:

$$\delta U = \int_V \delta U_0 dv = \int_V \sigma_{ij} \delta \epsilon_{ij} dv \quad \dots\dots\dots (10)$$

2.5.2.5.6.3 PRINCIPIO DEL TRABAJO VIRTUAL

Tomás Celigüeta⁶⁶; indica que se considera un sólido en equilibrio y se estudia la expresión del trabajo virtual producido en él al aplicar una variación virtual a las deformaciones δu .

$$\delta W = \int_V q_{vi} \delta u_i dv + \int_S q_{si} \delta u_i ds \quad \dots\dots\dots (11)$$

Las fuerzas de superficie aplicadas en el contorno del sólido se pueden poner en función del tensor de tensiones en dicho contorno mediante la fórmula de Cauchy.

$$\delta W = \int_V q_{vi} \delta u_i dv + \int_S \sigma_{ij} n_j \delta u_i ds \quad \dots\dots\dots (12)$$

⁶⁶ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 31.

2.5.2.5.6.4 PRIMER TEOREMA DE CASTIGLIANO

Para Tomás Celigüeta⁶⁷; se considera un sólido elástico en equilibrio, sometido a un sistema de N cargas puntuales exteriores P_i , que puede ser de una carga se identifica la deformación Δ_i en la dirección de la carga, que es un desplazamiento si se trata de una fuerza o un giro si se trata de un momento.

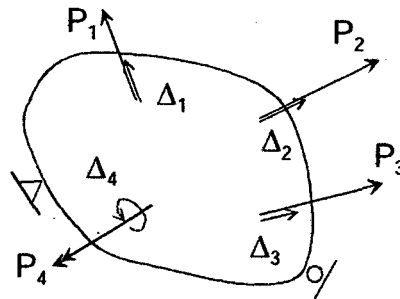


Fig. Nº 033: Primer Teorema de Castigliano.

Supongamos que es posible expresar la energía elástica almacenada en el sólido en función de las deformaciones $U(\Delta_i)$. El potencial total puede entonces ponerse como:

$$\pi = U(\Delta_i) + V = U(\Delta_i) - \sum_{i=1, N} P_i \Delta_i \quad \dots\dots\dots (13)$$

Al estar el sólido en equilibrio, este potencial es estacionario, con lo que:

$$\delta\pi = 0 \quad \forall \delta\Delta_i \quad \rightarrow \quad \sum_{i=1, N} \frac{\partial \pi}{\partial \Delta_i} \delta\Delta_i = 0 \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$\sum_{i=1, N} \left(\frac{\partial U}{\partial \Delta_i} \delta\Delta_i - P_i \delta\Delta_i \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (15)$$

$$\sum_{i=1, N} \left(\frac{\partial U}{\partial \Delta_i} - P_i \right) \delta\Delta_i = 0 \quad \dots\dots\dots (16)$$

Pero al ser la variación de los desplazamientos arbitraria, debe ser cero cada uno de los términos del sumatorio, es decir:

⁶⁷Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 37.

$$P_i = \frac{\partial U}{\partial \Delta_i} \quad i = 1, N \quad \dots\dots\dots (17)$$

Esta es la expresión del conocido primer teorema de Castigliano (1879), que es de gran utilidad para el análisis de estructuras, y que de hecho es la base del denominado método de rigidez.

2.5.2.5.6.5 SEGUNDO TEOREMA DE CASTIGLIANO

Tomás Celigüeta⁶⁸; indica que se supone ahora que es posible expresar la energía elástica complementaria almacenada en el sólido en función de las fuerzas $U^*(P_i)$. El potencial complementario total puede entonces ponerse como:

$$\pi^* = U^*(P_i) + V^* = U^*(P_i) - \sum_{i=1, N} \Delta_i P_i \quad \dots\dots\dots (18)$$

Al estar el cuerpo en equilibrio, este potencial complementario es estacionario, con lo que:

$$\delta \pi^* = 0 \quad \forall \delta P_i \rightarrow \sum_{i=1, N} \frac{\partial \pi^*}{\partial P_i} \delta P_i = 0 \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$\sum_{i=1, N} \left(\frac{\partial U^*}{\partial P_i} \delta P_i - \Delta_i \delta P_i \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (20)$$

$$\sum_{i=1, N} \left(\frac{\partial U^*}{\partial P_i} - \Delta_i \right) \delta P_i = 0 \quad \dots\dots\dots (21)$$

Pero al ser la variación de las fuerzas arbitraria, debe ser cero cada uno de los términos del sumatorio, es decir:

$$\Delta_i = \frac{\partial U^*}{\partial P_i} \quad i = 1, N \quad \dots\dots\dots (22)$$

Si el sólido es lineal la energía y la energía complementaria coinciden, con lo que queda:

⁶⁸Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 37.

$$\Delta_i = \frac{\partial U}{\partial P_i} \quad i=1, N \quad \dots\dots\dots (23)$$

Esta es la expresión del conocido segundo teorema de Castigliano (1879), de enorme utilidad para el análisis de estructuras y en particular para el cálculo de deformaciones. De hecho este teorema es la base del denominado método de flexibilidad para análisis estructural.

2.5.2.5.7 VIGAS

Tomás Celigüeta⁶⁹; indica que, las vigas son uno de los tipos de estructuras más frecuentes. Se pueden definir de manera formal de la siguiente manera:

- Son estructuras unidimensionales, en las que el material está agrupado alrededor de una línea recta, que por sencillez se toma como el eje X.
- Están sustentadas en uno o más punto, y esta sustentación puede ser del tipo apoyo simple o empotramiento.
- Están cargadas básicamente con fuerzas perpendiculares a su eje. Todas las fuerzas están contenidas en un plano que contiene también a la viga. Puede haber asimismo aplicados momentos exteriores, que deben ser perpendiculares al plano de las fuerzas.
- Se supone que el material es elástico lineal, y que las deformaciones son pequeñas, comparadas con las dimensiones de la viga sin deformar.

2.5.2.5.7.1 CONDICIONES DE ESTABILIDAD

En la viga coexisten los fenómenos de flexión y esfuerzo axial, que están desacoplados. El análisis de estabilidad debe hacerse por lo tanto para ambos efectos, por separado, incluyendo en cada uno de ellos las magnitudes que les afecten.

⁶⁹Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 99.

○ ESTABILIDAD A FLEXIÓN Y CORTANTE

De las tres ecuaciones de la estática disponibles en el plano, sólo se pueden usar dos para estudiar la estabilidad a flexión: la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales y la ecuación de equilibrio de momentos. Sean:

- r el número de reacciones en los apoyos que afectan a la flexión. Es decir que se consideran únicamente las reacciones en dirección Y (imposibilidad de movimiento transversal) y los momentos (imposibilidad de giro).
- c el número de condiciones de construcción que afectan a la flexión. Éstas pueden ser articulaciones (condiciones de momento flector nulo) o deslizaderas verticales (esfuerzo cortante nulo).

La condición de estabilidad referente a la flexión se obtiene comparando el número de incógnitas con el de reacciones y se resumen en la tabla N° 01 siguiente:

Tabla N° 01 : Condiciones de Estabilidad referentes a la Flexión.

A		$4b + r < 4b + 2 + c \rightarrow$	Inestable
B	Isostática	$\rightarrow 4b + r = 4b + 2 + c$	
C	Hiperestática	$\rightarrow 4b + r > 4b + 2 + c$	

Estas relaciones definen la estabilidad de la viga considerándola como un todo único, en lo que a su comportamiento a flexión se refiere.

La condición A es suficiente para indicar que la viga tiene algún tipo de inestabilidad, pero sin indicar su origen interior o exterior. El número de grados de libertad de la viga es $g=2+c-r$.

Las condiciones B y C son necesarias pero no suficientes, ya que se requiere además que haya una disposición de las barras y las reacciones tal que no exista inestabilidad exterior ni interior, en ningún subconjunto de la viga. Si esta disposición es adecuada, el grado de hiperestaticidad en el caso C es $h=r-c-2$.

o **ESTABILIDAD A ESFUERZO AXIAL**

En la dirección axial sólo hay una ecuación de equilibrio estático, de las tres existentes en el plano, y es con respecto a ella con quien se comparan las incógnitas existentes. Sean:

- *ra* el número de reacciones en los apoyos que afectan el esfuerzo axial. Es decir que se consideran únicamente las reacciones en dirección *X* (imposibilidad de movimiento longitudinal).
- *ca* el número de condiciones de construcción que afectan al esfuerzo axial. Éstas pueden ser únicamente deslizaderas longitudinales (esfuerzo axial nulo).

Tabla N° 02 : Condiciones de Estabilidad referentes a Esfuerzo Axial.

A		$ra < 1 + ca \rightarrow$	Inestable
B	Isostática	$\rightarrow ra = 1 + ca$	
C	Hiperestática	$\rightarrow ra > 1 + ca$	

Estas relaciones definen la condición de estabilidad de la viga en su dirección axial, considerándola como un todo único. La condición A es suficiente para indicar que la viga tiene algún tipo de inestabilidad axial, pero sin indicar su origen interior o exterior. El número de grados de libertad de la viga es $ga=1+ca-ra$.

Las condiciones B y C son necesarias pero no suficientes, ya que además se requiere que haya una disposición de las barras y de las reacciones axiales tal que no exista inestabilidad exterior ni interior, en ningún subconjunto de la viga. Si esta disposición es adecuada, el grado de hiperestaticidad en el caso C es $ha=ra-ca-1$.

En todo caso, además de la aplicación de las fórmulas anteriores, se requiere normalmente un análisis visual de la estructura para su correcta clasificación.

2.5.2.5.7.2 TEORÍA GENERAL DE LA FLEXION DE VIGAS PLANAS

Tomás Celigüeta⁷⁰; dice, que se cumple que el giro de una sección recta de la viga es igual a la pendiente de la curva deformada elástica. Además, al ser las deformaciones pequeñas, esta pendiente es igual al ángulo girado. Llamando v a la deformación vertical de la viga en la dirección Y , y θ al ángulo girado por la sección se cumple que:

$$\theta \approx \operatorname{tg} \theta = \frac{dv}{dx} \quad \dots\dots\dots (24)$$

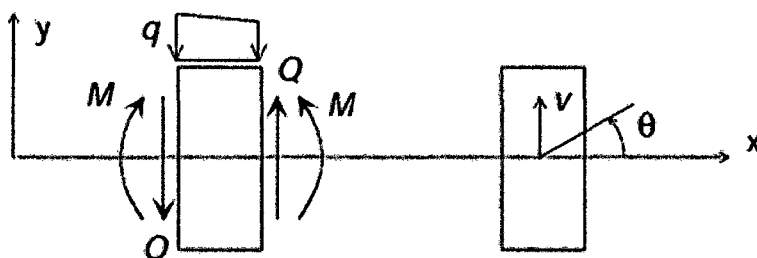


Fig. Nº 034: Teoría General de la Flexión de Vigas Planas.

○ MOMENTO FLECTOR

Se define como el momento estático de las tensiones respecto del centro de gravedad. De esta manera es estáticamente equivalente al momento de todas las fuerzas exteriores que actúan a un lado de la sección. El signo negativo en su definición es debido al criterio de signos adoptado.

$$M \equiv - \int \sigma y dA = - \int \sigma b y dy = - \int E(\epsilon - \epsilon_0) b y dy \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$M = - \int E(-v''y - \epsilon_0) b y dy = E v'' \int y^2 b dy + E \int \epsilon_0 b y dy \quad \dots\dots\dots (26)$$

Siendo b (y) el ancho de la sección. En la primera integral se identifica el momento de inercia I de la sección recta de la viga. Por lo tanto la relación entre el momento flector M y la deformación lateral v de la viga es:

$$M = EI \frac{d^2 v}{dx^2} + E \int \epsilon_0 b y dy \quad \dots\dots\dots (27)$$

Que es la ecuación de la elástica de la viga.

Si las deformaciones iniciales tienen una distribución lineal se obtiene:

⁷⁰Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 102.

$$M = EIv'' + E\alpha T_g \int y^2 b dy \quad \dots\dots\dots (28)$$

Donde se identifica el momento de inercia de la sección, con lo que la expresión final del momento flector M es:

$$M = EI \frac{d^2 v}{dx^2} + EI\alpha T_g \quad \dots\dots\dots (29)$$

Que es la ecuación de la elástica cuando hay efectos térmicos. La curvatura de la deformada, en función de M es:

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M}{EI} - \alpha T_g \quad \dots\dots\dots (30)$$

○ **ESFUERZO CORTANTE**

Para Tomás Celigüeta⁷¹; el esfuerzo cortante se define como la resultante de las tensiones cortantes verticales τ en la sección de la viga. Éstas son proporcionales a las deformaciones unitarias de cortadura γ , que como se ha visto son nulas. Por ello la resultante de las tensiones cortantes es también nula:

$$\int \tau dA = \int G\gamma dA = 0 \quad \dots\dots\dots (31)$$

Pero realmente en la sección de la viga sí que hay un esfuerzo cortante Q no nulo, que es estáticamente equivalente a todas las fuerzas exteriores existentes a un lado de dicha sección. Se llega así a una aparente contradicción, producida por la hipótesis de deformación de Navier, que es la que ha originado que las deformaciones de cortadura γ sean nulas.

La realidad es que el esfuerzo cortante tiene que poder adoptar el valor que le corresponda según las ecuaciones de equilibrio, que será en general no nulo, para equilibrar las fuerzas exteriores aplicadas a un lado de la sección donde se calcule el cortante. Es por lo tanto necesario reconciliar este hecho con el valor nulo de las deformaciones cortantes.

⁷¹ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 105.

Esto puede hacerse si se piensa que el material de la viga es infinitamente rígido frente a la cortadura, es decir tiene $G=\infty$. De esta forma, aunque la deformación γ sea nula, la tensión cortante t puede adoptar cualquier valor no nulo, al ser $\tau = G\gamma = \infty \cdot 0$, es decir cualquier valor indeterminado.

2.5.2.5.7.3 DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

Tomás Celigüeta⁷²; indica que los esfuerzos internos en una viga son normalmente variables a lo largo de ella, y esta variación se expresa algebraicamente mediante una función de la coordenada x , que define la posición de cada sección de la viga: $M(x)$ o $Q(x)$. El diagrama de un esfuerzo cualquiera es sencillamente una representación gráfica de esta función.

Estos diagramas no son en general continuos, sino que pueden mostrar discontinuidades en los puntos de aplicación de las cargas. En el caso de manejarse funciones algebraicas, éstas tienen expresiones diferentes en los distintos tramos entre puntos de aplicación de cargas.

Los diagramas de esfuerzos se representan gráficamente sobre la propia viga, empleando los sistemas de ejes X , Y de la viga. Con este criterio, los diagramas de solicitaciones tienen un aspecto diferente según cual sea el sistema de ejes que adoptado para cada barra.

Para los diagramas de momentos flectores se suele emplear tradicionalmente otro sistema de representación, que consiste en llevar la ordenada del diagrama de momentos en cada sección, en la dirección de la cara donde estén las tracciones (Figura N° 35). Este criterio, que se suele denominar ingenieril, tiene la ventaja de que el diagrama de flectores es único, con independencia de la orientación adoptada para los ejes de cada barra.

⁷²Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 108.

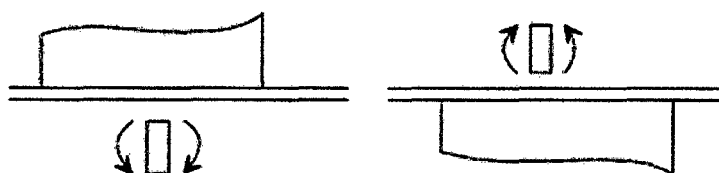


Fig. Nº 035: Diagramas de Esfuerzos.

2.5.2.5.7.4 CÁLCULO DE ESFUERZOS EN VIGAS HIPERESTÁTICAS

Tomás Celigüeta⁷³; nos describe a continuación varios métodos prácticos para el cálculo de esfuerzos en vigas hiperestáticas. Todos ellos se basan en la aplicación combinada del principio de superposición y de las condiciones de compatibilidad de deformaciones.

○ MÉTODO DE INTEGRACIÓN DE LA DEFORMADA ELÁSTICA

La ecuación diferencial de la elástica proporciona un método para el cálculo de los esfuerzos en una viga hiperestática. Los pasos a seguir son los siguientes:

- Determinar el grado de hiperestaticidad h de la viga y seleccionar un conjunto de h incógnitas hiperestáticas X_j . Sustituirlas por fuerzas y momentos de valor desconocido. Se obtiene así una viga isostática cargada con las fuerzas exteriores y las incógnitas hiperestáticas.
- Determinar el diagrama de momentos flectores de la viga, que depende de las fuerzas exteriores aplicadas y de las incógnitas hiperestáticas $M(x, X_j)$.
- Integrar la ecuación diferencial de la elástica, y obtener la ecuación de la deformada de la viga. Esta integración se hace por independiente para los distintos segmentos de la viga donde el diagrama de flectores tenga una expresión diferente, o entre los que haya una discontinuidad (apoyo, articulación). En ella aparecen dos constantes de integración por cada segmento, además de las incógnitas hiperestáticas desconocidas.

⁷³Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 112.

- Aplicar las condiciones de contorno a la expresión de la deformada de la viga. Estas son de dos tipos:
 - Condiciones de contorno debidas a las condiciones de apoyo de la viga.
 - Condiciones debidas a la igualdad de flechas y giros entre los distintos segmentos en que se ha dividido la viga para la integración. En general hay dos de ellas para cada segmento.
 - Otras condiciones asociadas a las incógnitas hiperestáticas, que corresponden a condiciones de flecha o giro nulos, de acuerdo con la naturaleza de la incógnita correspondiente.
- Sustituyendo todas estas condiciones en la ecuación de la deformada de la viga se obtiene un sistema de ecuaciones cuya solución son las constantes de integración y las incógnitas hiperestáticas buscadas.

○ EMPLEO DE LOS TEOREMAS DE MOHR

Tomás Celigüeta⁷⁴; indica que los teoremas de Mohr proporcionan un método muy sencillo y cómodo para la resolución de vigas hiperestáticas. El proceso a seguir es:

- Determinar el grado de hiperestaticidad h de la viga y seleccionar un conjunto de h incógnitas hiperestáticas X_j . Sustituirlas por fuerzas y momentos de valor desconocido. Se obtiene así una viga isostática cargada con las fuerzas exteriores y las incógnitas hiperestáticas.
- Determinar el diagrama de momentos flectores de la viga, que depende de las fuerzas exteriores aplicadas y de las incógnitas hiperestáticas $M(x, X_j)$.
- Aplicar los teoremas de Mohr tantas veces como incógnitas hiperestáticas haya, a fin de obtener otras tantas ecuaciones. Estas ecuaciones se obtienen a base de imponer las condiciones de contorno de flecha o giro nulos asociadas a las incógnitas hiperestáticas elegidas. En estas ecuaciones intervienen el área o el momento del diagrama de momentos previamente hallado, que a su vez depende de las incógnitas hiperestáticas.

⁷⁴ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 113.

- $M(x, X_j)$. Resolviendo estas ecuaciones se obtienen las h incógnitas X_j , que permiten conocer todos los esfuerzos internos en la viga.

Este método es de más fácil empleo que el de integración de la ecuación de la elástica, ya que no requiere efectuar ninguna integral, pues las dos integraciones ya están hechas por los teoremas de Mohr.

○ FÓRMULA DE LOS TRES MOMENTOS

Para el análisis de vigas continuas con muchos vanos, los teoremas de Mohr pueden ser engorrosos de aplicar, por la gran cantidad de condiciones de compatibilidad que hay que imponer. En estos casos la fórmula de los tres momentos es una alternativa muy práctica, que se puede aplicar a vigas continuas de dos o más vanos, que no tengan ninguna articulación intermedia, y cuyos extremos pueden estar apoyados o empotrados.

La fórmula de los tres momentos fue presentada por los ingenieros franceses Clapeyron (1857) y Bertot (1855). La idea básica consiste en tomar como incógnitas hiperestáticas los momentos en los apoyos de la viga, y efectuar un análisis de dos vanos consecutivos cualesquiera de ella, con el fin de obtener una relación entre los tres momentos en los tres apoyos consecutivos.

Se consideran por lo tanto dos vanos consecutivos 1 y 2, que unen tres apoyos A, B y C. Al haberse empleado los momentos en A, B y C como incógnitas hiperestáticas, los dos vanos han quedado reducidos a dos vigas biapoyadas.

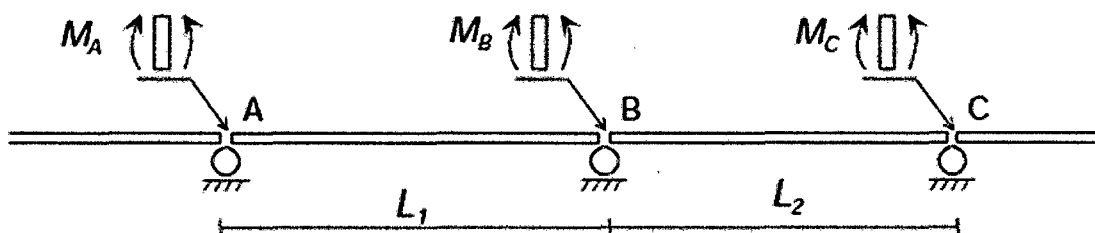


Fig. Nº 036: Fórmula de los Tres Momentos.

Empleando el principio de superposición, el análisis consta de los casos siguientes:

Caso 0

En él actúan sólo las cargas exteriores. Los giros del apoyo B en el vano 1 y en el vano 2, se obtienen aplicando el segundo teorema de Mohr entre B y A, y entre B y C:

$$\delta_{A/B} = L_1 \alpha_1 = \frac{A_1 x_1}{E_1 I_1} \quad \delta_{C/B} = -L_2 \alpha_2 = \frac{A_2 x_2}{E_2 I_2} \quad \dots\dots\dots (32)$$

Donde se han empleado las siguientes variables: A_1 es el área del diagrama de flectores del vano 1; A_2 es la misma área para el vano 2; x_1 es la distancia desde el centro de gravedad del diagrama de flectores del vano 1 al apoyo A; y x_2 es la misma distancia para el vano 2 respecto a B.

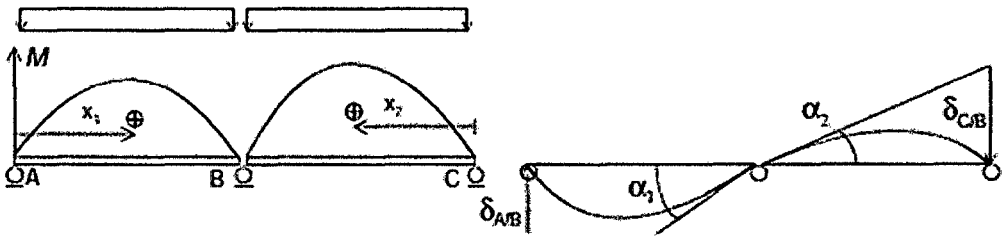


Fig. Nº 037: Fórmula de los Tres Momentos – Caso 0.

Caso 1

Se aplica un momento de valor M_A en el apoyo A, y se calculan los dos giros en el apoyo B, por la izquierda y por la derecha.

$$\beta_1 = \frac{M_A L_1}{6 E_1 I_1} \quad \beta_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (33)$$

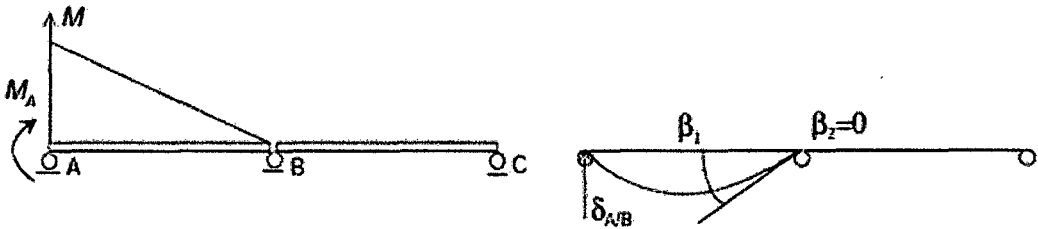


Fig. Nº 038: Fórmula de los Tres Momentos – Caso 1.

Caso 2.

Se aplica un momento de valor M_B en B y se calculan los dos giros en ese nudo.

$$\gamma_1 = \frac{M_B L_1}{3E_1 I_1} \quad \gamma_2 = -\frac{M_B L_2}{3E_2 I_2} \quad \dots\dots\dots (34)$$

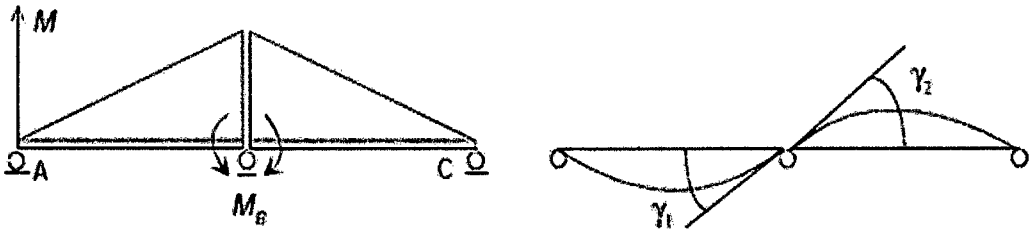


Fig. Nº 039: Fórmula de los Tres Momentos – Caso 2

Caso 3.

Se aplica un momento M_C en C, y se calculan los giros en B.

$$\theta_1 = 0 \quad \theta_2 = -\frac{M_C L_2}{6E_2 I_2} \quad \dots\dots\dots (35)$$

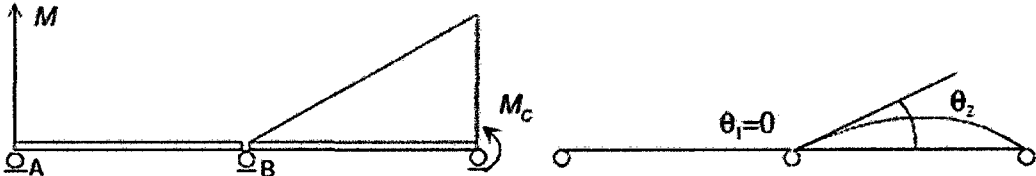


Fig. Nº 040: Fórmula de los Tres Momentos – Caso 3

La condición de compatibilidad del giro de B es:

$$\alpha_1 + \beta_1 + \gamma_1 + \theta_1 = \alpha_2 + \beta_2 + \gamma_2 + \theta_2 \quad \dots\dots\dots (36)$$

Sustituyendo y reagrupando se obtiene

$$\frac{M_A L_1}{E_1 I_1} + 2M_B \left(\frac{L_1}{E_1 I_1} + \frac{L_2}{E_2 I_2} \right) + \frac{M_C L_2}{E_2 I_2} = -6 \left(\frac{m_1}{E_1 I_1} + \frac{m_d}{E_2 I_2} \right) \quad \dots\dots\dots (37)$$

Esta ecuación es la denominada fórmula de los tres momentos, que no es otra cosa más que la condición de compatibilidad de giros en un apoyo cualquiera B,

pero expresada en función de los momentos en los dos vanos que confluyen en dicho apoyo.

Las constantes:

$$m_i = \frac{A_1 x_1}{L_1} \qquad m_d = \frac{A_2 x_2}{L_2} \qquad \dots\dots\dots (38)$$

son los momentos estáticos del diagrama de momentos flectores del caso 0 (isostático) de los vanos 1 y 2, respecto a los extremos izquierdo y derecho respectivamente, divididos por su luz. Sus valores están tabulados para la mayor parte de las cargas utilizadas en la práctica. El Anejo A contiene los valores más habituales.

En el caso de material uniforme en ambos vanos la expresión anterior se simplifica:

$$M_A L_1 + 2 M_B (L_1 + L_2) + M_C L_2 = -6 (m_i + m_d) \qquad \dots\dots\dots (39)$$

Para calcular una viga de n vanos, se aplica la ecuación anterior a cada pareja de vanos sucesivamente, es decir a (n-1) parejas de vanos, y se obtienen (n-1) ecuaciones con (n-1) incógnitas, que son los momentos a los n-1 apoyos interiores (de los n+1 apoyos que tiene la viga).

Si un extremo de la viga está empotrado se aplica la fórmula anterior considerando que hay un vano ficticio, de luz cero $L_1 = 0$ y sin carga $m_{i1} = 0$. El momento que se obtenga en B, es el correspondiente al empotramiento.

○ **MÉTODO DE LA VIGA CONJUGADA**

Tomás Celigüeta⁷⁵; indica que, la idea fundamental de este método es transformar el problema de cálculo de deformaciones, en uno de cálculo de esfuerzos (flectores y cortantes), que normalmente es más fácil de manejar, para una viga diferente de la viga real. Para desarrollarlo, se consideran dos relaciones fundamentales que se cumplen en toda viga.

⁷⁵Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 119.

- Relación entre el giro y el momento flector. Se parte de la ecuación de la elástica que es:

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{d\theta}{dx} = \frac{M}{EI} \quad \dots\dots\dots (40)$$

Integrando se obtiene:

$$\theta = \theta_0 + \int \frac{M}{EI} dx \quad \dots\dots\dots (41)$$

- Relación entre la flecha y el momento flector. Integrando nuevamente la ecuación anterior.

$$v = v_0 + \theta_0 x + \int \left(\int \frac{M}{EI} dx \right) dx \quad \dots\dots\dots (42)$$

Se define una nueva una viga, llamada viga conjugada de la viga real, que tiene la misma luz que ella, y una carga aplicada, denominada carga conjugada q^* , cuyo valor es igual al diagrama de M/EI de la viga real:

$$q^* = \frac{M}{EI} \quad \dots\dots\dots (43)$$

Esta viga conjugada tiene un momento flector M^* y un esfuerzo cortante Q^* que cumplen asimismo las relaciones fundamentales:

- Relación entre el cortante conjugado y la carga aplicada conjugada:

$$\frac{dQ^*}{dx} = q^* \quad \dots\dots\dots (44)$$

Integrando y sustituyendo la carga conjugada por su valor se obtiene:

$$Q^* = Q_0^* + \int \frac{M}{EI} dx \quad \dots\dots\dots (45)$$

- Relación entre momento flector conjugado y esfuerzo cortante conjugado:

$$\frac{dM^*}{dx} = -Q^* \quad \dots\dots\dots (46)$$

Integrando y sustituyendo el cortante conjugado por su valor se obtiene:

$$M^* = M_0^* - Q_0^* x - \int \left(\int \frac{M}{EI} dx \right) dx \dots\dots\dots (47)$$

Comparando las cuatro ecuaciones anteriores: se deduce que, con unas condiciones de contorno adecuadas, se pueden establecer las siguientes relaciones entre las magnitudes de la viga real y de la viga conjugada:

- El esfuerzo cortante en la viga conjugada Q^* es igual al giro θ de la viga real.
- El momento flector M^* de la viga conjugada es igual a la flecha v de la viga real, cambiada de signo.

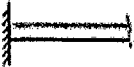
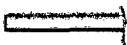
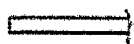
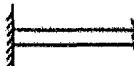

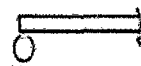


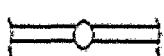

Estas dos relaciones permiten determinar la flecha y el giro de la viga real, sin más que hallar el momento flector y el esfuerzo cortante de la viga conjugada.

A fin de que las relaciones anteriores sean válidas, las condiciones de apoyo de la viga conjugada deben ser las adecuadas para que los flectores y cortantes conjugados en estos apoyos estén de acuerdo con las flechas y giros en los apoyos de la viga real. Las condiciones de apoyo conjugadas se muestran en la Tabla Nº 03 para los tipos de apoyos más comunes.

Al transformar una viga en su conjugada, pueden ocurrir dos casos, en función de como sea la viga original.

- *Viga original isostática:* Su viga conjugada es también isostática. En este caso lo más sencillo es calcular los esfuerzos en la viga real directamente, aplicando las ecuaciones de la estática. El método de la viga conjugada sirve en este caso para calcular las deformaciones en la viga real, a base de hallar los flectores y cortantes conjugados.
- *Viga original hiperestática:* En este caso la viga conjugada es inestable, y tiene tantos grados de libertad como grado de hiperestaticidad tenga la viga real. Además ocurre que la viga conjugada está en equilibrio inestable bajo la acción de la carga distribuida q^* que actúa sobre ella. Precisamente las condiciones de equilibrio estático de la viga conjugada bajo la carga q^* pueden utilizarse como ecuaciones extra para calcular algunaincógnta hiperestática de la viga real.

Tabla N° 03 : Condiciones de Apoyo Conjugadas.

Viga real	$v \approx M^*$	$\theta \approx Q^*$	Viga conjugada
	0	0	
	cualquier valor	cualquier valor	
	0	cualquier valor	
	0	cualquier valor	
	cualquier valor	Discontinuo	

El proceso a seguir para calcular una viga hiperestática empleando la viga conjugada es:

- Determinar el grado de hiperestaticidad h de la viga y seleccionar un conjunto de h incógnitas hiperestáticas X_j . Sustituirlas por fuerzas y momentos de valor desconocido. Se obtiene así una viga isostática cargada con las fuerzas exteriores y las incógnitas hiperestáticas.
- Determinar el diagrama de momentos flectores de la viga, que depende de las fuerzas exteriores aplicadas y de las incógnitas hiperestáticas: $M(x, X_j)$.
- Conjuguar la viga y aplicar sobre ella la carga conjugada, igual al diagrama de momentos dividido por EI , y que por lo tanto depende de las incógnitas hiperestáticas.
- Aplicar las condiciones de equilibrio estático de la viga conjugada. Se obtienen así tantas ecuaciones como grados de libertad tiene la viga conjugada, es decir como grado de hiperestaticidad tiene la viga real. Su solución proporciona los valores de las incógnitas hiperestáticas.

2.5.2.5.8 ARCOS

Tomás Celigüeta⁷⁶, indica que el arco es una estructura plana constituida por un elemento curvo de sección transversal despreciable frente a su longitud, y cuya curvatura es pequeña comparada con su sección transversal. Los dos puntos extremos pueden estar sustentados de distintas formas y las cargas exteriores son habitualmente verticales.

Los arcos son una de las estructuras más utilizadas desde la antigüedad. Ello es debido a que, si su geometría es adecuada, soportan grandes cargas transversales y las transmiten a los apoyos extremos trabajando básicamente a compresión, con muy poco esfuerzo de flexión. Esto permite utilizar en su construcción material que no soportan bien la tracción, como el hormigón en masa o sencillamente ladrillos o bloques de piedra independientes, adosados unos a otros.

Se muestra las disposiciones más habituales de los arcos.

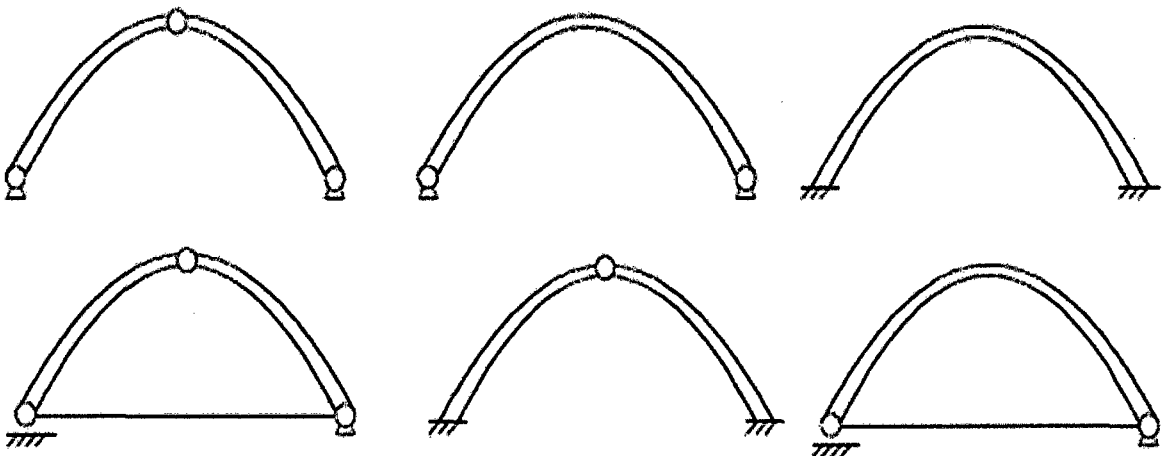


Fig. Nº 041: Disposiciones habituales de los arcos.

Debidas a empujes de viento, frenado, etc. Son también frecuentes las cargas térmicas o las debidas a los asentos de los apoyos, que pueden ser importantes en arcos de gran tamaño.

⁷⁶ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 205.

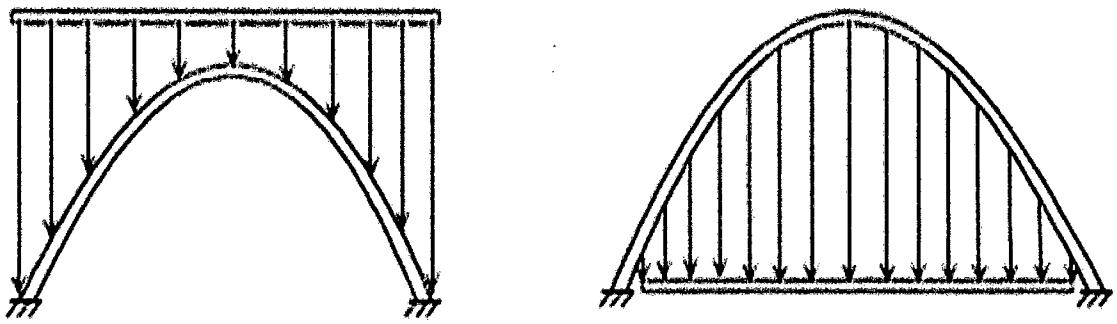


Fig. Nº 042: Arcos sometidos a fuerzas verticales.

Es posible encontrar también arcos formando parte de otras estructuras planas más complejas, del tipo celosía o pórtico.

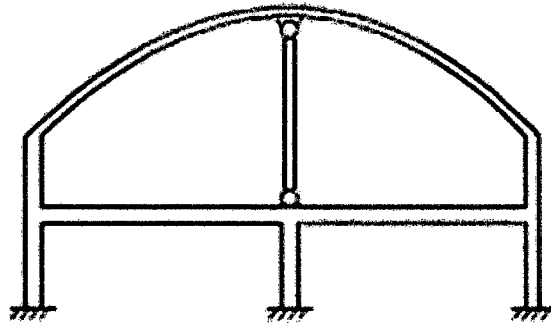


Fig. Nº 043: Arcos que forman parte de estructuras planas.

2.5.2.5.8.1 HIPOTESIS FUNDAMENTALES

Tomás Celigüeta⁷⁷, indica que para el estudio de los arcos es que su curvatura es pequeña en comparación con las dimensiones transversales de su sección o lo que es lo mismo, que el radio de curvatura es mucho mayor que el canto de la sección. Esta simplificación es aplicable normalmente si la relación entre el radio de curvatura y el canto es superior a 10.

La suposición de pequeña curvatura hace que no sea necesario aplicar una teoría especial de piezas curvas, sino que es directamente aplicable la teoría convencional de flexión de vigas, considerando únicamente que el dominio de la estructura es curvo. Los primeros trabajos sobre arcos empleando estas hipótesis se deben a Navier (1826) y a Bresse (1854).

⁷⁷ Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 206.

La energía acumulada en un arco tiene la misma expresión que para un pórtico plano, pero sustituyendo la coordenada longitudinal x por la longitud del arco s .

$$U^* = \int \frac{N^2}{2EA} ds + \int \frac{M^2}{2EI} ds + \int N\alpha T_m ds - \int M\alpha T_g ds \dots\dots\dots (48)$$

Siendo N el esfuerzo axial y M el momento flector en una sección cualquiera del arco. La variación de temperatura a lo largo de la sección del arco se supone lineal, definida por sus valores medio T_m y gradiente T_g . Tanto el esfuerzo axial como el momento flector son en general variables a lo largo de la directriz. El canto normalmente también es variable.

Habitualmente no se considera la energía debida al esfuerzo cortante pues, por su propia definición, los arcos son esbeltos, con lo que la energía de cortante no es significativa. En muchos casos también se desprecia la energía de esfuerzo axial, como se ve más adelante.

2.5.2.5.8.2 ARCO TRIARTICULADO

Tomás Celigüeta⁷⁸, indica que se trata de una estructura isostática, cuya disposición geométrica general puede verse en la figura. No se especifica en principio su forma, sino sólo la posición de los apoyos A , B y de la clave C .

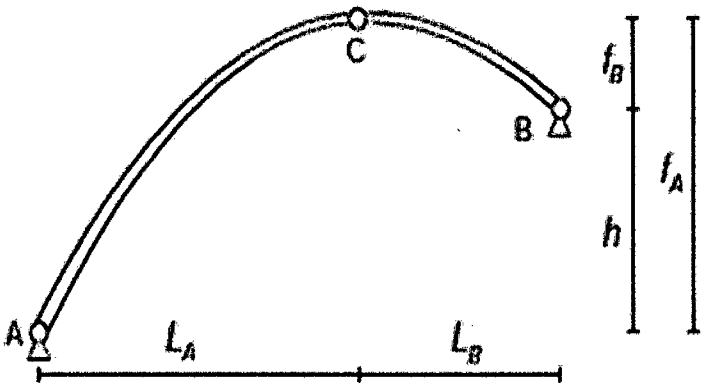


Fig. Nº 044: Arco Triarticulado

⁷⁸Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 208.

Las reacciones en las articulaciones se pueden hallar aislando los dos elementos AC y CB, como se indica en la figura. Tomando momentos respecto de A en el elemento AC, y respecto de B en el elemento CB, se obtiene:

$$-C_x f_A + C_y L_A + M_A^{extAC} = 0 \quad \dots\dots\dots (49)$$

$$C_x f_B + C_y L_B + M_B^{extCB} = 0 \quad \dots\dots\dots (50)$$

Donde:

M_A^{extAC} es el momento respecto de A de las fuerzas exteriores comprendidas entre A y C.

M_B^{extCB} es el momento respecto de B de las fuerzas exteriores entre C y B.

Ambos momentos se consideran positivos en sentido antihorario. De las dos ecuaciones anteriores se obtienen las reacciones en la clave C.

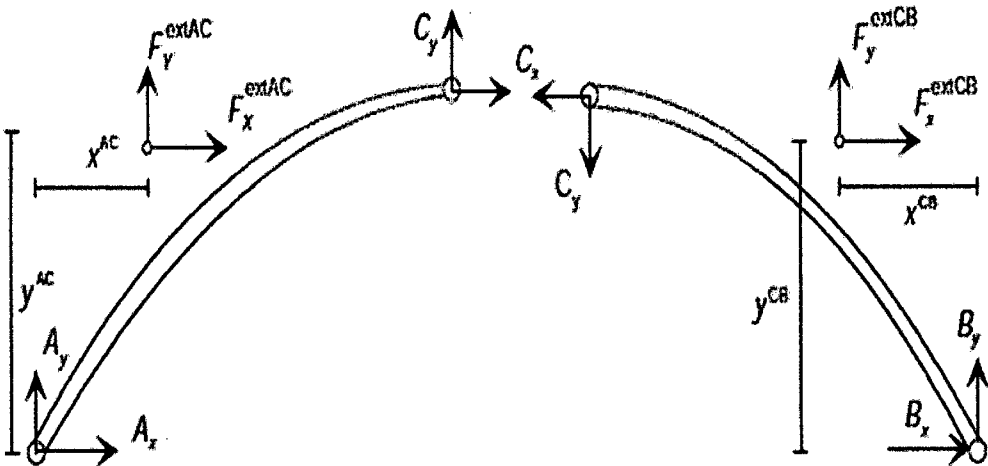


Fig. N° 045: Arco Triarticulado – Reacciones.

Las reacciones en los apoyos se obtienen del equilibrio de fuerzas horizontal y vertical de cada tramo:

$$A_x = -C_x - F_x^{extAC} \quad A_y = -C_y - F_y^{extAC} \quad \dots\dots\dots (51)$$

$$B_x = C_x - F_x^{extCB} \quad B_y = C_y - F_y^{extCB} \quad \dots\dots\dots (52)$$

2.5.2.5.8.3 ARCO BIARTICULADO

Para Tomás Celigüeta⁷⁹; este arco es hiperestático de grado $h=1$. Para su análisis se elige como incógnita redundante la reacción horizontal en el apoyo izquierdo A_x .

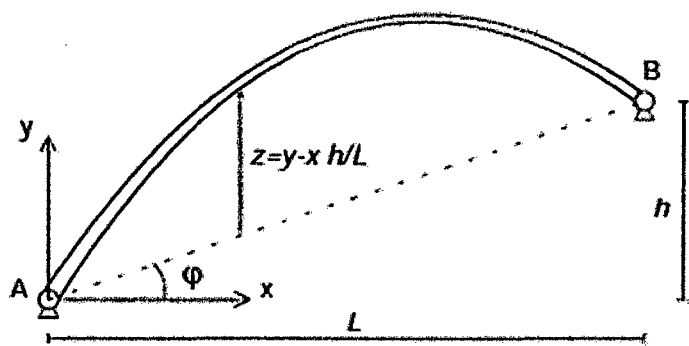


Fig. Nº 046: Arco Biarticulado.

Por superposición, los valores del esfuerzo axial N y del momento flector M son:

$$N = N^0 + A_x N^1 \qquad M = M^0 + A_x M^1 \qquad \dots\dots\dots (53)$$

Caso 0.

La reacción vertical en A se obtiene tomando momentos respecto de B de todo el arco:

$$A_y^0 = \frac{-M_B^{extAB}}{L} \qquad \dots\dots\dots (54)$$

Los esfuerzos axial y cortante y el momento flector valen:

$$N^0 = A_y^0 \sin \alpha - F_x^{extAP} \cos \alpha - F_y^{extAP} \sin \alpha \qquad \dots\dots\dots (55)$$

$$Q^0 = -A_y^0 \cos \alpha - F_y^{extAP} \sin \alpha + F_x^{extAP} \cos \alpha \qquad \dots\dots\dots (56)$$

$$M^0 = A_y^0 x + M_p^{extAP} \qquad \dots\dots\dots (57)$$

Donde el superíndice ^{extAP} se refiere a todas las fuerzas exteriores actuantes entre A y P.

⁷⁹Tomás Celigüeta, Juan, "Curso de Análisis Estructural", pág. 212.

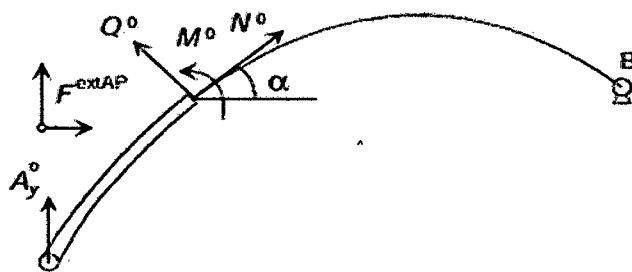


Fig. Nº 047: Arco Biarticulado – Caso 0.

Caso 1.

La reacción vertical en A se obtiene, como en el caso 0, tomando momentos respecto de B de todo el arco:

$$A_y^1 = \frac{h}{L} \quad \dots\dots\dots (58)$$

Los esfuerzos axial y cortante y el momento flector valen:

$$N^1 = -\cos \alpha - \frac{h}{L} \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (59)$$

$$Q^1 = \sin \alpha - \frac{h}{L} \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (60)$$

$$M^1 = \frac{h}{L} x - y = -z \quad \dots\dots\dots (61)$$

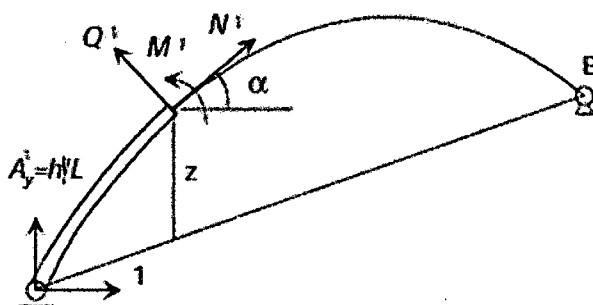


Fig. Nº 048: Arco Biarticulado – Caso 1.

La condición de compatibilidad se obtiene aplicando el segundo teorema de Engesser a la energía complementaria dada por la expresión:

$$\int N \gamma N^1 ds + \int M \mu M^1 ds + \int \alpha T_m N^1 ds - \int \alpha T_g M^1 ds = 0 \quad \dots\dots\dots (62)$$

Sustituyendo en la ecuación anterior el valor de los distintos esfuerzos y despejando, se obtiene el valor de la reacción hiperestática.

$$A_x = - \frac{\int N^0 \gamma N^1 ds + \int M^0 \mu M^1 ds + \int \alpha T_m N^1 ds - \int \alpha T_g M^1 ds}{\int N^1 \gamma N^1 ds + \int M^1 \mu M^1 ds} \dots\dots\dots (63)$$

Los esfuerzos finales en el arco son:

$$M = M^0 + A_x \left(\frac{hx}{L} - y \right) = M^0 - A_x z \dots\dots\dots (64)$$

$$N = N^0 + A_x \left(-\cos \alpha + \frac{h}{L} \sin \alpha \right) \dots\dots\dots (65)$$

2.5.2.6 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Wilson⁸⁰; indica que las ecuaciones fundamentales de la mecánica estructural pueden ser calificadas en tres categorías. En primer lugar, la relación esfuerzo-deformación contiene información sobre las propiedades de los materiales que deben ser evaluadas mediante experimentos de laboratorio o de campo. En segundo lugar, la estructura global, cada elemento, y cada partícula infinitesimal dentro de cada elemento deben estar en equilibrio de fuerzas en su posición deformada. En tercer lugar se deben cumplir las condiciones de compatibilidad de desplazamientos.

2.5.2.6.1 MATERIALES ANISOTRÓPICOS

Wilson⁸¹; dice que las relaciones lineales esfuerzo-deformación contienen las constantes de las propiedades de materiales, que únicamente pueden ser evaluadas a través de experimentos de laboratorio o de campo. Las propiedades mecánicas para la mayoría de los materiales comunes, tales como el acero, son bien conocidas, y se definen en función de tres números: el módulo de elasticidad E, la relación de Poisson V, y el coeficiente de dilatación térmica α. Además, el peso específico W y la densidad ρ se consideran propiedades fundamentales de los materiales.

⁸⁰ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 27.
⁸¹ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 27

Antes del desarrollo del método del elemento finito, la mayoría de las soluciones analíticas en la mecánica de sólidos se limitaban a los materiales isotrópicos (propiedades iguales en todas las direcciones) y homogéneos (las mismas propiedades en todos los puntos dentro de sólidos). Desde la introducción del método de elemento finito, ya no existe esta limitación. Por lo tanto, es razonable comenzar con una definición de material anisotrópico, que puede ser muy diferente en cada elemento de una estructura.

La definición de los esfuerzos positivos, en referencia a un sistema 1-2-3 ortogonal, se presenta como:

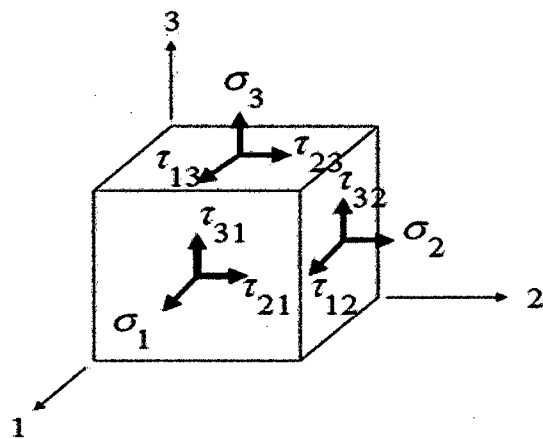


Fig. Nº 049: Convención de los Esfuerzos Positivos.

Por definición, todos los esfuerzos vienen dados en unidades de fuerza por unidad de área. En notación matricial, los seis esfuerzos independientes pueden ser definidos mediante:

$$\mathbf{f}^T = [\sigma_1 \quad \sigma_2 \quad \sigma_3 \quad \tau_{21} \quad \tau_{31} \quad \tau_{23}] \dots\dots\dots (66)$$

Del equilibrio, $\tau_{12} = \tau_{21}$, $\tau_{31} = \tau_{13}$ y $\tau_{32} = \tau_{23}$. Las seis deformaciones correspondientes de ingeniería son:

$$\mathbf{d}^T = [\epsilon_1 \quad \epsilon_2 \quad \epsilon_3 \quad \gamma_{21} \quad \gamma_{31} \quad \gamma_{23}] \dots\dots\dots (67)$$

La forma más general de la relación tridimensional esfuerzo-deformación para materiales estructurales lineales sujetos tanto a los esfuerzos mecánicos como a cambios de temperatura puede expresarse de manera matricial como:

$$\begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \epsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & -\frac{\nu_{14}}{E_4} & -\frac{\nu_{15}}{E_5} & -\frac{\nu_{16}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & -\frac{\nu_{24}}{E_4} & -\frac{\nu_{25}}{E_5} & -\frac{\nu_{26}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & -\frac{\nu_{34}}{E_4} & -\frac{\nu_{35}}{E_5} & -\frac{\nu_{36}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{41}}{E_1} & -\frac{\nu_{42}}{E_2} & -\frac{\nu_{43}}{E_3} & \frac{1}{E_4} & -\frac{\nu_{45}}{E_5} & -\frac{\nu_{46}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{51}}{E_1} & -\frac{\nu_{52}}{E_2} & -\frac{\nu_{53}}{E_3} & -\frac{\nu_{54}}{E_4} & \frac{1}{E_5} & -\frac{\nu_{56}}{E_6} \\ -\frac{\nu_{61}}{E_1} & -\frac{\nu_{62}}{E_2} & -\frac{\nu_{63}}{E_3} & -\frac{\nu_{64}}{E_4} & -\frac{\nu_{65}}{E_5} & \frac{1}{E_6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_{21} \\ \alpha_{31} \\ \alpha_{23} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (68)$$

O en forma matricial simbólica:

$$\mathbf{d} = \mathbf{C}\mathbf{f} + \Delta T\mathbf{a} \dots\dots\dots (69)$$

La matriz **C** se conoce como matriz de correlación, y puede considerarse como la definición más fundamental de las propiedades de materiales porque todos los términos pueden ser evaluados directamente a través de sencillos experimentos de laboratorio. Cada columna de la matriz **C** representa las deformaciones causadas por la aplicación de un esfuerzounitario. El incremento de temperatura ΔT viene dado en referencia a la temaperaura a esfuerzo cero. La matriz **a** indica las deformaciones causadas por un incremento unitario de temperatura.

Los principios básicos de energía requieren que la matriz **C** para materiales lineales sea simétrica. Por lo tanto:

$$\frac{\nu_{ij}}{E_j} = \frac{\nu_{ji}}{E_i} \dots\dots\dots (70)$$

Sin embargo, debido a errores de mediación o algun pequeño comportamiento no lineal del material, no se satisface esta condición de manera idéntica para la mayoría de los materiales. Por ende, esos valores experimentales normalmente

son promediados de manera que los valores simétricos pueden ser aprovechados en el análisis.

2.5.2.6.2 USO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES EN PROGRAMAS DE COMPUTADORA

Wilson⁸²; indica que la mayoría de los programas modernos de computadora para el análisis de elementos finitos exigen que los esfuerzos sean expresados en términos de las deformaciones y cambios de temperatura. Por lo tanto, se requiere una ecuación de la siguiente forma dentro del programa:

$$f = Ed + f_0 \dots\dots\dots (71)$$

Donde $E = C^{-1}$. Por lo tanto, los esfuerzos térmicos de cero-deformación se definen como sigue:

$$f_0 = -\Delta TEa \dots\dots\dots (72)$$

La inversión numérica de la matriz **C** 6x6 para materiales anisotrópicos complejos se realiza dentro del programa de computadora. Por lo tanto, no se requiere calcular la matriz **E** en forma analítica según se indica en muchos libros clásicos sobre la mecánica de sólidos. Además, los esfuerzos térmicos iniciales se evalúan numéricamente dentro del programa. Por consiguiente, para la mayoría de los materiales anisotrópicos, los datos básicos digitados serán veintiuna constantes elásticas, más seis coeficientes de dilatación térmica.

Además de los esfuerzos térmicos, pueden existir esfuerzos iniciales para muchos tipos diferentes de sistema estructurales. Dicho esfuerzos iniciales pueden ser el resultado de la fabricación o el historial de la construcción de la estructura. De conocerse dichos esfuerzos iniciales, estos pueden ser agregados directamente a la ecuación (72).

⁸² Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 30

2.5.2.6.3 MATERIALES ORTOTRÓPICOS

Wilson⁸³; indica que el tipo de material anisotrópico más común es aquel en el cual los esfuerzos cortantes, actuando en los tres planos de referencia, no provocan deformaciones normales. Para este caso especial, el material se define como ortotrópico, pudiéndose expresarse así:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_5} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (73)$$

Para el material ortotrópico, la matriz **C** tiene nueve constantes de materiales independientes, y existen tres coeficientes de dilatación térmica independientes. Este tipo de propiedad material es muy común. Por ejemplo, las rocas, el concreto, la madera y muchos materiales reforzados con fibra exhiben un comportamiento ortotrópico. Sin embargo, se debe señalar que pruebas de laboratorio indican que la ecuación constituye solamente una aproximación al comportamiento real de los materiales.

2.5.2.6.4 MATERIALES ISOTRÓPICOS

Wilson⁸⁴; dice que un material isotrópico posee propiedades iguales en todas direcciones, siendo la aproximación de mayor uso para pronosticar el comportamiento de materiales elásticos lineales. Para materiales isotrópicos, expresándose de la siguiente forma:

⁸³Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 31.
⁸⁴Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 31

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \alpha \Delta T \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (74)$$

Parece que la matriz de correlación posee tres constantes de los materiales independientes. Se puede demostrar fácilmente que la aplicación de un esfuerzo cortante puro debe producir deformaciones puras de tensión y de compresión sobre el elemento si este se gira unos 45 grados. Usando esta restricción, se puede demostrar que:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (75)$$

Por lo tanto, para materiales isotrópicos, se tiene que definir solamente el módulo de Young E y la relación de Poisson ν . La mayoría de los programas de computadora usan esta ecuación para calcular el módulo de cortante, en el caso de que no sea especificado.

2.5.2.6.5 DEFORMACIÓN EN EL PLANO EN MATERIALES ISOTRÓPICOS

Wilson⁸⁵; dice que en los casos donde $\varepsilon_1, \gamma_{13}, \gamma_{23}, \tau_{13}$ y τ_{23} son cero, la estructura se encuentra en un estado de deformación en el plano. Para este caso se reduce la matriz a un arreglo de 3x3. Puede considerarse que las secciones transversales de muchas presas, tuneles y sólidos con una dimensión casi infinita a lo largo del eje 3, se encuentran en un estado de deformación en el plano para carga

⁸⁵Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 32

constante en el plano 1-2. Para materiales isotrópicos y de deformación en el plano, relación esfuerzo-deformación es:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \bar{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} - \alpha \Delta T \bar{E} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (76)$$

Donde:

$$\bar{E} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \dots\dots\dots (77)$$

Para el caso de deformación en el plano, el desplazamiento y la deformación en la dirección 3 son cero. Sin embargo, el esfuerzo normal en la dirección 3 es:

$$\sigma_3 = \nu(\sigma_1 + \sigma_2) - E \alpha \Delta T \dots\dots\dots (78)$$

Es importante notar que a medida que la relación ν de Poisson se acerca a 0.5, algunos términos en la relación esfuerzo-deformación tienden al infinito. Estas propiedades reales existen para un material casi incompresible con un módulo de cortante relativamente bajo.

2.5.2.6.6 ESFUERZO EN EL PLANO EN MATERIALES ISOTRÓPICOS.

Wilson⁸⁶; nos indica que, si σ_3, τ_{13} y τ_{23} son cero, la estructura se encuentra en un estado de esfuerzo en el plano. Para este caso la matriz esfuerzo-deformación se reduce a un arreglo 3x3. El comportamiento como membrana de losas y las estructuras de muro de cortante puede considerarse en un estado de deformación en el plano para carga constante en el plano 1-2. Para materiales isotrópicos y de esfuerzo en el plano, la relación esfuerzo-deformación es:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \bar{E} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} - \alpha \Delta T \bar{E} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (79)$$

⁸⁶Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 33.

2.5.2.6.7 PROPIEDADES DE MATERIALES AXISIMÉTRICAS.

Wilson⁸⁷; dice que muchas clases comunes de estructuras, tales como tuberías, recipientes a presión, tanques para almacenar líquidos, cohetes, y otras estructuras espaciales, están incluidas en la categoría de estructuras axisimétricas. Un gran número de estructuras axisimétricas que quedan sujetos a cargas no-axisimétricas, la matriz de correlación, según se define, puede expresarse en términos del sistema de referencia r, z y θ como de muestra. Se puede obtener la solución de este caso especial de un sólido tridimensional expresando los desplazamientos y cargas del punto nodal por una serie de funciones armónicas. Luego se expresa la solución como la suma de los resultados de una serie de problemas axisimétricos bidimensionales.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{z\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & -\frac{\nu_{14}}{E_4} & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & -\frac{\nu_{24}}{E_4} & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & -\frac{\nu_{34}}{E_4} & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{41}}{E_1} & -\frac{\nu_{42}}{E_2} & -\frac{\nu_{43}}{E_3} & \frac{1}{E_4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{E_5} & -\frac{\nu_{56}}{E_6} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{\nu_{65}}{E_5} & \frac{1}{E_6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \sigma_\theta \\ \tau_{rz} \\ \tau_{r\theta} \\ \tau_{z\theta} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} \alpha_r \\ \alpha_z \\ \alpha_\theta \\ \alpha_{rz} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (80)$$

2.5.2.6.8 RELACIONES DE FUERZA - DEFORMACIÓN.

Wilson⁸⁸; indica que las ecuaciones esfuerzo-deformación que se presenta en las secciones anteriores constituyen las leyes constitutivas fundamentales de los materiales lineales. Sin embargo, para elementos unidimensionales en la

⁸⁷ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 36.

⁸⁸ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 36.

ingeniería estructural, muchas veces reformulamos dichas ecuaciones en términos de esfuerzos y deformaciones. Por ejemplo, para un elemento unidimensional axialmente cargado de longitud L y área A , la deformación axial total Δ y el esfuerzo axial P son $\Delta = L\varepsilon$ y $P = A\sigma$. Ya que $\sigma = E\varepsilon$, la relación esfuerzo-deformación es:

$$P = k_{\alpha}\Delta \dots\dots\dots(81)$$

Donde $k_{\alpha} = \frac{AE}{L}$ y se define como la rigidez axial del elemento. También, se puede expresar de la siguiente forma:

$$\Delta = f_{\alpha}P \dots\dots\dots(82)$$

Donde $f_{\alpha} = \frac{L}{AE}$ y se define como la flexibilidad axial del elemento. Es importante notar que los términos de rigidez y flexibilidad no son una función de la carga, sino que dependen solamente de las propiedades de los materiales y geométricas del elemento.

Para un elemento unidimensional de sección transversal constante, la fuerza torional T en términos de la rotación relativa ϕ entre los extremos del elemento viene dada por:

$$T = k_T\phi \dots\dots\dots(83)$$

Donde $k_T = \frac{JG}{L}$ y J es el momento torsional de inercia. Asimismo, el inverso de la rigidez torsional es la flexibilidad torsional.

En el caso de flexión para de una viga con un extremo fijo, la integración de la distribución del esfuerzo torsional sobre la sección transversal produce un momento M . La distribución de deformación lineal produce una rotación en el extremo de viga de ϕ . Para esta viga de longitud finita, la relación momento-rotación es:

$$M = k_b \phi \dots\dots\dots (84)$$

Donde la rigidez de flexión $k_b = \frac{EI}{L}$. Para una sección transversal típica de la viga de longitud dx, la relación momento-curvatura en el punto x es:

$$M(x) = EI\psi(x) \dots\dots\dots(85)$$

Estas relaciones fuerza-deformación se consideran fundamentales en los campos tradicionales del análisis y el diseño estructurales.

2.5.2.7 ELEMENTOS UNIDIMENSIONALES

Wilson⁸⁹; indica que la mayoría de los ingenieros estructurales tienen la impresión de que los elementos finitos bidimensionales y tridimensionales son muy sofisticados y precisos en comparación con el elemento de pórtico unidimensional. Después de más de cuarenta años de investigación en el desarrollo de programas prácticos de análisis estructural, es de la opinión de que el elemento de pórtico no-prismático, que se usa en un punto arbitrario dentro de un espacio tridimensional, definitivamente es el elemento más complejo y útil en comparación con todos los demás tipos de elementos finitos.

La teoría fundamental de elementos de pórtico existe desde hace más de un siglo. Sin embargo, es solamente durante los últimos cuarenta años que hemos tenido la capacidad de solucionar sistemas grandes de elementos de pórticos tridimensionales. Además, ahora incluimos de manera rutinaria deformaciones de torsión y cortante en todos los elementos. Además, el tamaño finito de las conexiones ahora se toma en consideración en la mayoría de los análisis. Desde la introducción del análisis computarizado, el uso de secciones no-prismáticas y la carga arbitraria de elemento.

Además, el post-procesamiento de las fuerzas del pórtico para satisfacer los múltiples códigos de construcción es complicado y no bien definido.

⁸⁹ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 69

2.5.2.7.1 ELEMENTO DE PÓRTICO BIDIMENSIONAL.

Wilson⁹⁰; nos indica que se desarrollará un elemento de pórtico no-prismático con deformaciones axiales, de flexión y de cortante para ilustrar el poder del método de fuerza. El método de desplazamiento permite calcular directamente una matriz de rigidez de cualquier elemento en términos de todos los grados de libertad de desplazamiento asociados con los elementos, y el elemento incluye automáticamente los modos de desplazamiento de la masa rígida del elemento. El método de fuerza solamente permite el desarrollo de la matriz de flexibilidad del elemento en términos de desplazamiento relativos a un sistema de soporte estable.

El elemento general de pórtico está compuesto de cualquier número de segmentos no-prismáticos de pórtico. Cada segmento puede tener propiedades independientes axiales, cortantes o de flexión. Por lo tanto, en los extremos del elemento, es posible tener segmentos rígidos de flexión, con o sin deformaciones axiales y cortantes. Entonces, es posible aproximar el comportamiento del área finita de conexión.

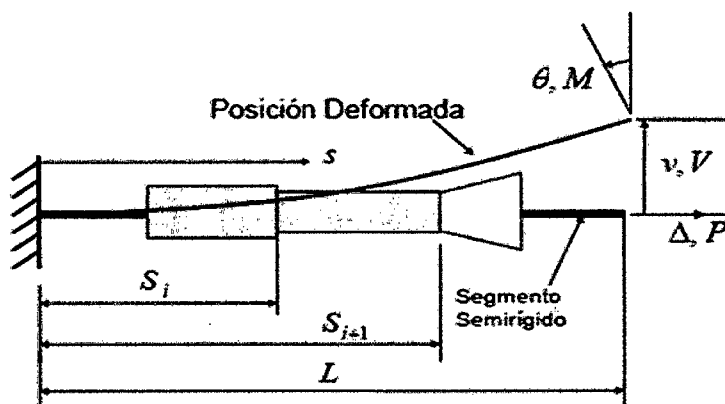


Fig. Nº 050: Elemento de Pórtico Arbitrario.

Los desplazamientos relativos son el desplazamiento axial Δ , el desplazamiento vertical v , y la rotación final θ . Las cargas correspondientes son la carga axial P , la carga vertical V , y el momento en el extremo M . En un corte transversal típico en el punto s , la relación fuerza-deformación es como sigue:

⁹⁰ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 72

$$d(s) = C(s)f(s), \text{ ó } \begin{bmatrix} \varepsilon(s) \\ \gamma(s) \\ \psi(s) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E(s)A(s)} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{G(s)A_d(s)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{E(s)I(s)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} R(s) \\ V(s) \\ M(s) \end{bmatrix} \dots\dots\dots (86)$$

Todas las propiedades transversales, incluyendo el área efectiva de cortante A_s , pueden variar dentro de cada segmento del elemento del pórtico.

Las fuerzas transversales dentro de un segmento típico del punto s pueden expresarse directamente en la base a la estática en términos de las fuerzas finales arbitrarias del extremo R . Así:

$$\begin{bmatrix} R(s) \\ V(s) \\ M(s) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & L-s & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ V \\ M \end{bmatrix} \dots\dots\dots (87)$$

Ó:

$$f(s) = P(s)R \dots\dots\dots (88)$$

La matriz de flexibilidad 3x3 según se define por el método de fuerza se calcula de acuerdo a lo siguiente:

$$F = \int_0^L P(s)^T C(s) P(s) ds = \sum_i^{I_{MAX}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} P(s)^T C(s) P(s) ds \dots\dots\dots (89)$$

Es interesante notar que, debido a la discontinuidad de las propiedades de los segmentos, cada segmento produce una matriz de flexibilidad 3x3 separada. Por lo tanto, se puede expresarse en la siguiente forma:

$$F = \sum_i^{I_{MAX}} F^{(i)} \dots\dots\dots (90)$$

Donde:

$$F^{(i)} = \int_{S_i}^{S_{i+1}} P(s)^T C(s) P(s) ds \dots\dots\dots (91)$$

La ecuación puede llamarse el metodo de flexibilidad directa, puesto que los términos de la flexibilidad del segmento se agregan directamente. Se debe señalar que, en el caso de que cualquier propiedad de rigidez del corte transversal sea infinita, según lo definido, la contribución a la flexibilidad en el terreno del elemento es cero.

Las matrices **C** y **P** contienen un número significativo de términos cero. Por lo tanto, la matriz de Flexibilidad de elemento para un elemento recto contiene solamente cuatro términos independientes, según lo siguiente:

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} F_P & 0 & 0 \\ 0 & F_W & F_{VM} \\ 0 & F_{VM} & F_{MM} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (92)$$

Se puede demostrar fácilmente que los términos individuales de flexibilidad se expresan mediante las siguientes ecuaciones sencillas:

$$F_P = \sum_i^{I_{MAX}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{1}{E(s)A(s)} ds \dots\dots\dots (93)$$

$$F_W = \sum_i^{I_{MAX}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \left[\frac{(L-s)^2}{E(s)I(s)} + \frac{1}{G(s)A_s(s)} \right] ds \dots\dots\dots (94)$$

$$F_{VM} = \sum_i^{I_{MAX}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{(L-s)}{E(s)I(s)} ds \dots\dots\dots (95)$$

$$F_{MM} = \sum_i^{I_{MAX}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{1}{E(s)I(s)} ds \dots\dots\dots (96)$$

Para segmentos de pórtico con variación constante o lineal de las propiedades de los elementos, dichas ecuaciones pueden ser evaluadas en forma cerrada. Para el caso de propiedades de segmento más complejas, la integración numérica puede ser necesaria. Para un elemento prismático sin brazos rígidos, dichas constantes de flexibilidad son bien conocidas, reduciéndose a las siguientes:

$$F_P = \frac{L}{EA} \dots\dots\dots (97)$$

$$F_w = \frac{L^3}{3EA} + \frac{L}{GA_s} \dots\dots\dots(98)$$

$$F_{VM} = \frac{L^2}{2EI} \dots\dots\dots(99)$$

$$F_{MM} = \frac{L}{EI} \dots\dots\dots(100)$$

Para cortes transversales rectangulares, el área de cortantes es $A_s = \frac{5}{6}A$.

Se puede considerar fácilmente la posibilidad de carga dentro del segmento calculando los desplazamientos relativos adicionales al extremo del elemento, utilizando métodos sencillos de trabajo virtual. Para este caso más general, el desplazamiento relativo total tendrá la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \Delta \\ v \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_P & 0 & 0 \\ 0 & F_{wV} & F_{VM} \\ 0 & F_{VM} & F_{MM} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ V \\ M \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta_L \\ v_L \\ \theta_L \end{bmatrix} \dots\dots\dots(101)$$

Ó simplemente:

$$v = FR + v_L \dots\dots\dots(102)$$

Los desplazamientos provocados por la carga del tramo se identifican con V_L . Se puede expresar en términos de la rigidez del elemento como:

$$r = Kv + Kv_L = Kv - r_L \dots\dots\dots(103)$$

La rigidez del elemento es la inversa de la flexibilidad del elemento, $K = F^{-1}$, y las fuerzas del extremo fijo causadas por la carga del tramo son $r_L = Kv_L$. Dentro de un programa de computadora, estas ecuaciones son evaluadas numéricamente para cada elemento; por lo tanto, no es necesario desarrollar la rigidez del elemento en forma cerrada.

2.5.2.7.2 ELEMENTO DE PÓRTICOS TRIDIMENSIONAL.

Wilson⁹¹; indica que el desarrollo de la rigidez del elemento del pórtico tridimensional es una extensión sencilla de las ecuaciones presentadas para el elemento bidimensional.

Las deformaciones por cortante y por flexión pueden ser incluidas en la dirección normal/perpendicular, utilizando las mismas ecuaciones. Además, es aparente que la flexibilidad torsional desacoplada viene dada por:

$$F_T = \sum_i^{I_{MAX}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{1}{G(s)J(s)} ds \quad \dots\dots\dots (104)$$

Puede ser difícil calcular el término de rigidez torsional $G(s)J(s)$, para muchos cortes o secciones transversales. El empleo de una malla de elemento finito podría ser necesario para secciones complejas.

La figura presenta un elemento de pórtico tridimensional arbitrario. Hay que notar que se presentan solamente las seis fuerzas en el extremo J. Los seis desplazamientos relativos en el nodo J poseen la misma convención de signo positivo que las fuerzas en el nodo J.

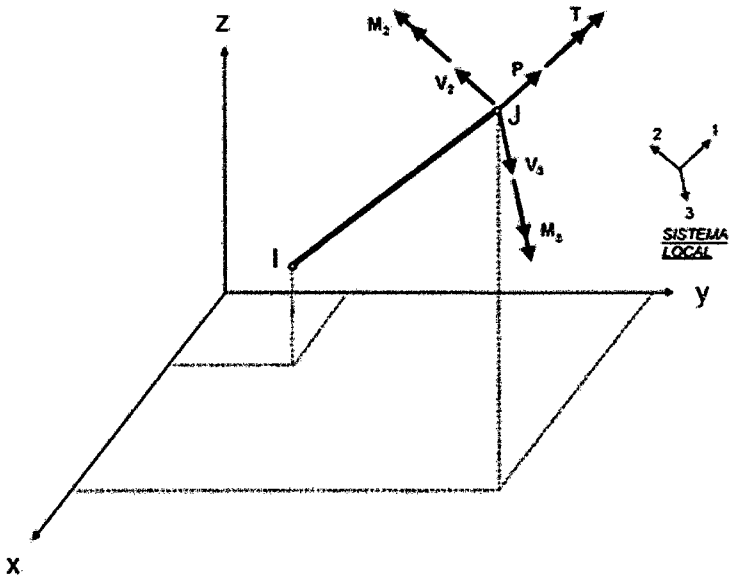


Fig. Nº 051: Fuerzas del Elemento en el Sistema de Referencia Local.

⁹¹ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 76.

La matriz de rigidez 6 por 6 se forma en el sistema local de coordenadas 1-2-3, tal como se indica en la figura. El orden de las fuerzas y las deformaciones relativas con expresados por la siguiente expresión:

$$\begin{bmatrix} P \\ V_2 \\ V_3 \\ T \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{k}_{22} & 0 & 0 & 0 & \mathbf{k}_{26} \\ 0 & 0 & k_{33} & 0 & k_{35} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{53} & 0 & k_{55} & 0 \\ 0 & \mathbf{k}_{62} & 0 & 0 & 0 & \mathbf{k}_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \\ V_2 \\ V_3 \\ \phi_T \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (105)$$

Ó, simplemente:

$$f_J = k_J d_J \dots\dots\dots (106)$$

Los términos en negritas indican los aportes de flexión y cortante en el plano 1-2. Para un elemento curvo en tres dimensiones, la matriz **k** de 6 por 6 podría estar llena sin la existencia de ningún término nulo. Se debe notar que la matriz de rigidez 6 por 6 formada en el sistema local no posee los seis modos de masa rígida.

Las fuerzas que actúan en el nodo I no son independientes, y pueden expresarse en términos de las fuerzas que actúan en el nodo J mediante la aplicación de las ecuaciones básicas de la estática. Por lo tanto:

$$\begin{bmatrix} P \\ V_2 \\ V_3 \\ T \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}_I = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} \\ 0 & 0 & -1 & 0 & \frac{1}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & L & 0 & -1 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ V_2 \\ V_3 \\ T \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}_J \dots\dots\dots (107)$$

Ó, simplemente:

$$f_I = b_{IJ}^T f_J \dots\dots\dots (108)$$

Las doce fuerzas en ambos extremos de la viga ahora pueden expresarse en términos de las seis fuerzas en el extremo **J** de la viga a través de las siguientes ecuaciones de submatriz:

$$\begin{bmatrix} f_I \\ f_J \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{b}_{IJ}^T \\ \mathbf{I} \end{bmatrix} f_J \quad \dots\dots\dots (109)$$

Ó:

$$f_{IJ} = \mathbf{b}^T f_J \quad \dots\dots\dots (110)$$

También, de la relación entre las ecuaciones de la estática y la compatibilidad, existe la siguiente ecuación de transformación de desplazamiento:

$$d_I = \mathbf{b} d_{IJ} \quad \dots\dots\dots (111)$$

Por lo tanto, la rigidez del elemento de pórtico 12 por 12, **k_{IJ}**, con respecto al sistema de referencia local 1-2-3, es la siguiente:

$$\mathbf{k}_{IJ} = \mathbf{b}^T \mathbf{k}_J \mathbf{b} \quad \dots\dots\dots (112)$$

Por lo tanto, las ecuaciones de fuerza-desplazamiento en el sistema local 1-2-3 puede expresarse como:

$$f_{IJ} = \mathbf{k}_{IJ} \mathbf{u}_{IJ} \quad \dots\dots\dots (113)$$

Para usar la formulación de rigidez, es necesario transformar la rigidez local del elemento en un sistema global de referencia x-y-z. La matriz global de rigidez 12 por 12 debe ser formada con respecto a las fuerzas nodales indicadas en la figura. Las doce fuerzas nodales **R** y los doce desplazamientos nodales **u** tienen la misma convención de signo.

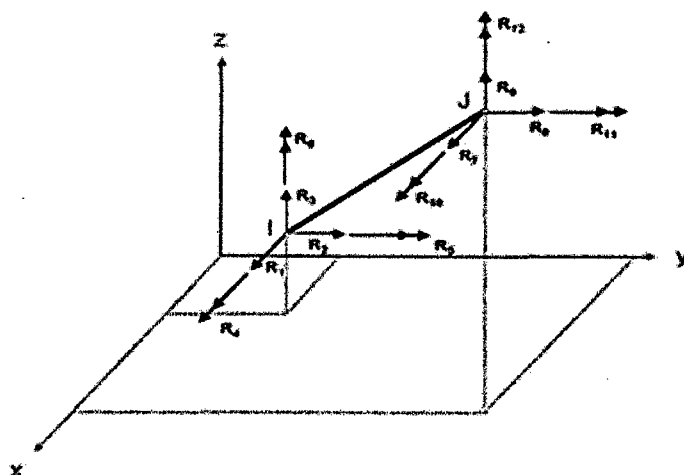


Fig. Nº 052: Fuerzas de Elemento de Pórtico en Sistema de Referencia Absoluta.

Los desplazamientos y las fuerzas pueden expresarse usando la matriz de coseno direccional elemental:

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} = V \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{bmatrix} \dots\dots\dots (114)$$

Y

$$\begin{bmatrix} f_x \\ f_y \\ f_z \end{bmatrix} = V^T \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (115)$$

Por lo tanto, las doce ecuaciones de transformación finales se presentan en la siguiente forma sencilla de submatriz 4 por 4:

$$u_{IJ} = \begin{bmatrix} V & 0 & 0 & 0 \\ 0 & V & 0 & 0 \\ 0 & 0 & V & 0 \\ 0 & 0 & 0 & V \end{bmatrix} u \dots\dots\dots (116)$$

Ó:

$$u_{IJ} = Tu \dots\dots\dots (117)$$

Las doce ecuaciones de equilibrio global en el sistema de referencia x-y-z ahora se expresan así:

$$\mathbf{R} = \mathbf{K}\mathbf{u} + \mathbf{R}_L \dots\dots\dots (118)$$

La matriz de rigidez del elemento de pórtico es:

$$\mathbf{K} = \mathbf{T}^T \mathbf{k}_{IJ} \mathbf{T} \dots\dots\dots (119)$$

Se puede demostrar que las seis fuerzas de extremo fijo \mathbf{r}_f causadas por las cargas del elemento, que se definen en el sistema local 1-2-3, pueden ser transformadas a las doce cargas globales mediante la siguiente expresión:

$$\mathbf{R}_L = \mathbf{T}^T \mathbf{b}^T \mathbf{r}_f \dots\dots\dots (120)$$

Se debe notar que dentro de los programas de computadora más eficientes, no se utiliza la multiplicación formal de matriz para formar las matrices. Los métodos de programación se usan para eliminar la mayor parte de la multiplicación por términos cero.

2.5.2.7.3 LIBERACIÓN DE EXTREMO DE LOS ELEMENTOS.

Wilson⁹²; nos dice que, incluyendo la carga del elemento, las doce ecuaciones de equilibrio en el sistema de referencia local IJ pueden expresarse como sigue:

$$\mathbf{f}_{IJ} = \mathbf{k}_{IJ} \mathbf{U}_{IJ} + \mathbf{r}_{IJ} \dots\dots\dots (121)$$

Ó:

Sin subíndice $\mathbf{f} = \mathbf{K}\mathbf{u} + \mathbf{r} \dots\dots\dots (122)$

Si uno de los extremos del elemento tiene una articulación u otro tipo de liberación que haga que la fuerza correspondiente sea equivalente a cero, se requiere modificar la ecuación. Una ecuación típica sería de la siguiente forma:

⁹² Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 81.

$$f_n = \sum_{j=1}^{12} k_{nj}u_j + r_n \dots \dots \dots (123)$$

Si sabemos que un valor específico de f_n es cero debido a una liberación, se puede expresar el desplazamiento correspondiente U_n como sigue:

$$u_n = \sum_{j=1}^{n-1} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + \sum_{j=n+1}^{12} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} u_j + r_n \dots \dots \dots (124)$$

Por lo tanto, mediante la sustitución de la ecuación en las otras once ecuaciones de equilibrio, se puede eliminar el factor desconocido U_n y se pueden fijar en cero la correspondiente fila y la correspondiente columna. O sea:

$$\bar{f}_{ij} = \bar{k}_{ij}u_{ij} + \bar{r}_{ij} \dots \dots \dots (125)$$

Los términos $f_n = r_n = 0$ y los nuevos términos de rigidez y carga con equivalentes a:

$$\bar{k}_{ij} = k_{ij} + k_{in} \frac{k_{nj}}{k_{nn}} \dots \dots \dots (126)$$

$$\bar{r}_i = r_i - r_n \frac{k_{ni}}{k_{nn}} \dots \dots \dots (127)$$

Este procedimiento puede ser aplicado de manera repetida a las ecuaciones de equilibrio del elemento para todas las liberaciones. Después de que se hayan encontrado los otros desplazamientos asociados con el elemento a través de una solución de las ecuaciones del equilibrio global, los desplazamientos asociados con las liberaciones pueden ser calculados a través de la ecuación en el orden inverso comparado con el orden en que fueran eliminados los desplazamientos.

La aplicación repetida de estas sencillas ecuaciones numéricas se define como la condensación estática o eliminación parcial de Gauss.

2.5.2.8 ELEMENTOS ISOPARAMÉTRICOS

Wilson⁹³; indica que, antes del desarrollo del método de los elementos finitos, los investigadores del campo de la ingeniería estructural y de la mecánica estructural encontraron soluciones de forma cerrada en términos de conocidas funciones matemáticas de muchos problemas en la mecánica continua. Sin embargo, estructuras prácticas de geometría arbitraria, materiales no-homogéneos o estructuras fabricadas de varios materiales diferentes son difíciles de solucionar mediante este enfoque clásico.

El profesor Ray Clough patentizó la terminología Método del Elemento Finito en un documento presentado en el año 1960. Dicho documento proponía usar el método como una alternativa del método de diferencia finita para la solución numérica de problemas de concentración de esfuerzo en la mecánica continua. El objetivo principal de un trabajo anterior en la empresa Boeing Airplane Company publicado en el año 1956 era incluir la rigidez del revestimiento en el análisis de las estructuras del ala y no estaba dirigido a calcular con precisión los esfuerzos en estructuras continuas. El primer programa de computadora plenamente automatizado de elemento finito fue desarrollado durante el periodo del 1961-1962.

En la opción del autor, la introducción de la formulación del elemento isoparamétrico en el año 1968 por Bruce Irons, constituyó el aporte mas significativo para el campo del análisis de elementos finitos durante los últimos 40 años. Permitía el desarrollo y la programación de elementos muy precisos de orden superior con un mínimo de esfuerzo. La adicción de modos de desplazamiento incompatible a elementos isoparamétricos en el año 1971 fue una ampliación importante pero menor a la formulación.

⁹³ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 83.

2.5.2.8.1 FÓRMULAS DE INTEGRACIÓN UNIDIMENSIONALES

Wilson⁹⁴; indica que la mayoría de los ingenieros ha utilizado la regla de Simpson o la regla trapezoidal para integrar una función evaluada a intervalos iguales. Sin embargo, estos métodos tradicionales no son tan precisos, para el mismo esfuerzo computacional, como el método numérico de Gauss de integración. Las formulas de integración de Gauss son de la siguiente forma:

$$I = \int_{-1}^{+1} f(s)ds = \sum_{i=1}^n W_i f(s_i) \dots \dots \dots (128)$$

La Tabla N° 04 resume los coeficientes de Gauss y factores de peso para tres formulas diferentes:

Tabla N° 04 : Factores de Peso y Coeficientes de Gauss para la Integración Numérica.

n	<i>s</i> ₁	<i>W</i> ₁	<i>s</i> ₂	<i>W</i> ₂	<i>s</i> ₃	<i>W</i> ₃
1	0	2				
2	-1/√3	1	1/√3	1		
3	-√0.6	5/9	0	8/9	√0.6	5/9

Se debe notar que la suma de los factores de peso siempre es igual a 2. Son posibles fórmulas de integración numérica de orden superior. Sin embargo, para la mayoría de los análisis de elementos finitos por desplazamiento, no requiere integración de orden superior. De hecho, para muchos elementos, la integración de orden inferior produce resultados más precisos que la integración de orden superior.

Para el análisis de la viga ahusada, que se presenta en la figura, se usan las mismas propiedades de materiales y las mismas condiciones de carga y borde que del ejemplo que se presenta en la sección. La tabla siguiente resume los resultados.

⁹⁴Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 86.

Tabla N° 05 : Resumen de los Resultados del Análisis de Barra Ahusada.

TIPO DE ELEMENTO	Límites de Integración	u_3 (%error)	σ_1 (%error)	σ_2 (%error)	σ_3 (%error)
EXACTO		0.1807	1.00	5.00	2.00
Deformación Constante	Exacto	0.1333 (-17.1 %)	1.87 (+87 %)	1.87 (-66 %)	1.87 (-18.5 %)
Isoparamétrico de 3-nodos	2 puntos	0.1815 (+0.5 %)	0.58 (-42 %)	4.04 (-19 %)	2.31 (+15.5 %)
Isoparamétrico de 3-nodos	3 puntos	0.1809 (+0.12 %)	0.83 (-17 %)	4.67 (-8.7 %)	2.76 (+34 %)

En base a este ejemplo sencillo, se pueden sacar las conclusiones y los comentarios siguientes:

1. Pequeños errores de desplazamiento no indican pequeños errores de esfuerzo.
2. La integración de orden superior produce una estructura más flexible que la que produce el uso de integración de orden superior.
3. Si este elemento isoparametrico es integrado de manera exacta, el desplazamiento del extremo seria menor que el desplazameinto exacto.
4. Los esfuerzos fueron calculados en el punto de integración y fueron extrapolados a los nodos. Cada programa de computadora utiliza un método diferente para evaluar los esfuerzos que existen dentro de un elemento. Estos métodos serán discutidos mas adelante.

2.5.2.8.2 INTEGRACIÓN NUMÉRICA EN DOS DIMENSIONES.

Wilson⁹⁵; indica que la integración numérica en dos dimensiones puede efectuarse utilizando las formulas unidimensionales resumidas.

$$I = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(r, s) \mathcal{J}(r, s) dr ds = \sum_i \sum_j W_i W_j f(r_i, s_j) \mathcal{J}(r_i, s_j) \dots\dots\dots (129)$$

Se debe notar que la suma de los factores de peso, $W_i W_j$, es igual a cuatro, el área natural del elemento. La mayoría de los programas de computadora utilizan fórmulas de integración numérica 2 por 2 o 3 por 3. El programa fundamental con

⁹⁵Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 91.

este enfoque es el hecho de que para ciertos elementos, el 3 por 3 produce elementos demasiados rígidos, y la 2 por 2 produce matrices de rigidez que son inestables, o que se clasifiquen como deficientes utilizando la terminología de análisis matricial. El uso de una fórmula 2 por 2 para un elemento de nueve nodos produce tres modos de desplazamiento de cero energía, además de los tres modos de masa de energía cero.

La figura N° 53 presenta uno de estos modos de energía cero.

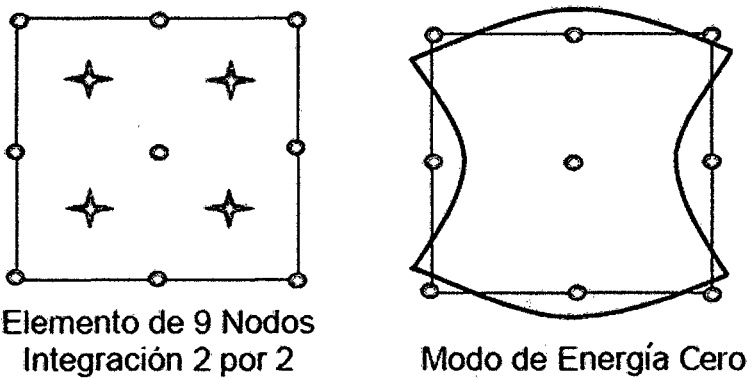


Fig. N° 053: Modo de Desplazamiento de Energía Cero tipo Reloj de arena.

Para ciertas mallas de elemento finito, estos modos de energía cero podrán no existir después de agregarse las matrices de rigidez del elemento y aplicarse condiciones de borde. Sin embargo, en muchos casos se pueden obtener resultados imprecisos si se usa la integración reducida para elementos sólidos.

Debido a estos problemas potenciales, el autor recomienda el uso de métodos verdaderos de integración numérica bidimensional que sean precisos y que siempre sean más eficientes numéricamente. Por lo tanto, se puede expresar la ecuación como sigue.

$$I = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(r, s) \mathcal{J}(r, s) dr ds = \sum_i W_i f(r_i, s_i) \mathcal{J}(r_i, s_i) \dots\dots\dots (130)$$

2.5.2.8.3 ELEMENTOS TRIANGULARES Y TETRAÉDRICOS.

Wilson⁹⁶; indica que para modelar estructuras, nunca se debe usar el elemento triangular plano de deformación constante ni el elemento tatraedro sólido de deformación constante.

Son numéricamente ineficientes, en comparación con los requisitos de computación de elementos de órdenes superiores, y no producen desplazamientos ni esfuerzos precisos. Sin embargo, el elemento triangular plano de seis nodos y el elemento tetraedro sólido de diez nodos, que se presentan en la figura, son precisos y numéricamente eficientes. El motivo de su éxito es el hecho de que sus funciones de forma son polinomios completos de segundo orden.

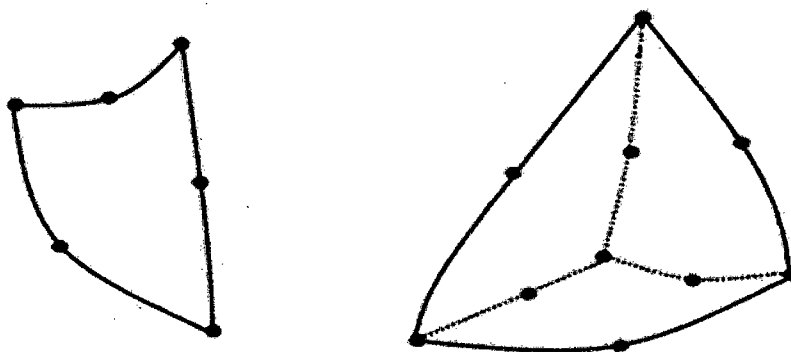


Fig. Nº 054: Elementos Triangular Plano de Seis Nodos y Tetraédrico Sólido de Diez Nodos.

Se usan extensamente para programas de computadora con generación de una malla especial o refinamiento automático adaptativo de malla. Es mejor formularlos en sistemas de coordenadas de área y volumen.

2.5.2.9 CONDICIONES DE FRONTERA Y RESTRICCIONES GENERALES

Wilson⁹⁷; indica que los principios fundamentales del análisis y la mecánica estructural aplicados al análisis estático lineal han sido resumidos. Sin embargo, falta presentar técnicas adicionales de computación y modelamiento que se emplean para solucionar problemas especiales.

⁹⁶ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 97.

⁹⁷ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 108.

Se ha establecido que el método de desplazamiento, donde los desplazamientos y las rotaciones de las uniones son los términos desconocidos, genera un sistema de ecuaciones de equilibrio de los nodos. Se solucionan estructuras tanto estáticamente determinadas como estáticamente indeterminadas a través del método de desplazamiento. La matriz de rigidez global es la suma de las matrices de rigidez del elemento, y puede ser formada con respecto a todos posibles grados de libertad de desplazamientos del nodo. El número mínimo de soportes que se requieren para lograr un sistema estable es el número que evita el movimiento de la masa rígida de la estructura.

Existen varias razones por las cuales no se utiliza el método de desplazamiento general para los cálculos no computarizados. Para la mayoría de los problemas se requiere la solución de un número elevado de ecuaciones. Asimismo, para evitar problemas numéricos, se requiere de un número elevado de cifras significativas, si se incluyen deformaciones tanto axiales como de flexión en el análisis de estructuras de pórtico. Se nota que los dos métodos tradicionales de análisis de desplazamiento, el de distribución del momento y de curvatura-deflexión, implican solo momentos y rotaciones. Cuando se aplican estos métodos tradicionales de desplazamiento a estructuras mas generales de tipo pórtico, es necesario fijar en cero las deformaciones axiales, lo que, en términos modernos, constituye la aplicación de la restricción de un desplazamiento.

Se ha demostrado que para el desarrollo de matrices de rigidez de elemento finito, es necesario introducir funciones de forma de desplazamiento aproximado. Basándose en las mismas funciones de forma, es posible elaborar restricciones entre diferentes mallas de elementos finitos y bordes en dos y tres dimensiones.

2.5.2.9.1 CONDICIONES DE FRONTERA DE DESPLAZAMIENTOS.

Wilson⁹⁸; dice que, una de las ventajas más importantes del método de fronteras es la facultad de especificar las condiciones de frontera de desplazamiento. Considere el siguiente grupo de N ecuaciones de equilibrio formadas incluyendo los desplazamientos asociados con los soportes:

⁹⁸ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 109.

$$Ku=R \text{ o, en notación se subíndice } \sum_{j=1}^N K_{ij}u_j = R_i \quad i = 1, \dots, N \quad \dots \dots \dots (131)$$

Si se conoce y se especifica un desplazamiento particular U_n , se desconoce la correspondiente carga, o reacción R_n . Por lo tanto las ecuaciones de equilibrio $N-1$ se expresan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^{n-1} K_{ij}u_j &= R_i - K_{in}u_n \quad i = 1, \dots, n-1 \\ \sum_{j=n+1}^N K_{ij}u_j &= R_i - K_{in}u_n \quad i = n+1, \dots, N \end{aligned} \quad \text{ó, } \bar{K}\bar{U} = \bar{R} \quad \dots \dots \dots (132)$$

Esta modificación sencilla de las matrices de rigidez y carga se aplica a cada desplazamiento especificado, descartándose la n -ésima fila y la n -ésima columna. Para un soporte fijo, donde el desplazamiento es cero, no se modifican los vectores de carga. Estas modificaciones, resultado de desplazamientos aplicados, pueden ser aplicadas a nivel del elemento, antes de la formación de la matriz de rigidez global. Después de haberse calculado todos los desplazamientos, la carga asociada con los desplazamientos especificados podrá ser computada en base a la ecuación de equilibrio descartada. Se puede utilizar este mismo enfoque básico en el caso de que se especifiquen los desplazamientos como función del tiempo.

Debe evidenciar que no es posible especificar tanto U_n como R_n en el mismo grado de libertad. Se puede diseñar una estructura de manera que una carga especificada produzca un desplazamiento específico; por lo tanto, eso constituye un problema de diseño estructural y no un problema de análisis estructural.

2.5.2.9.2 PROBLEMAS NUMÉRICOS EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Wilson⁹⁹; indica que muchos ingenieros utilizan valores elevados para las propiedades de elementos cuando modelan partes rígidas de estructuras. Esto puede provocar errores grandes en los resultados de problemas de análisis estático y dinámico. En el caso del análisis no –lineal, la práctica de usar cifras elevadas no realistas puede provocar una lenta convergencia y producir periodos

⁹⁹ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 109.

largos de ejecución por computadoras. Por lo tanto, el objetivo de esta sección es explicar las razones físicas de estos problemas y presentar algunas pautas para la selección de propiedades para elementos rígidos.

No existen en estructuras reales elementos con rigidez infinita ni soportes rígidos. Solamente podemos decir que un elemento, o un soporte, son rígidos en relación a otras partes de la estructura. En muchos casos la rigidez relativa de lo que llamamos un elemento rígido es 10 a 1,000 veces la rigidez de los elementos flexibles adyacentes. El empleo de estos valores realistas normalmente no causará problemas numéricos en el análisis del modelo computalizado de una estructura. Sin embargo, si se utiliza un valor relativo de 10^{20} , puede que la solución no sea posible, por lo que se conoce como errores de truncamiento.

Para ilustrar dichos errores de truncamiento, considere el modelo sencillo de tres elementos que se presenta en la Figura N° 67.

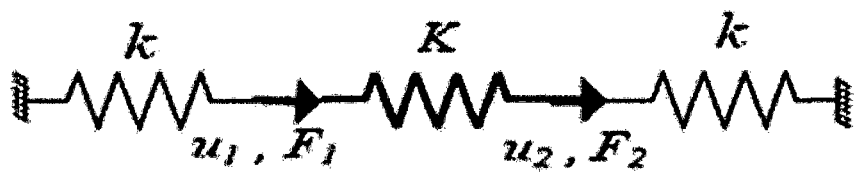


Fig. N° 055: Ejemplo para Ilustrar Problemas Numéricos.

Las ecuaciones de equilibrio para esta estructura simple, escritas en forma matricial, son las siguientes:

$$\begin{bmatrix} K+k & -K \\ -K & K+k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (133)$$

La mayoría de los programas de análisis estructural estan escritos en doble precisión, y los términos de rigidez tienen aproximadamente 15 cifras de significativas, pudiendo ubicarse en el rango de 10^{-308} a 10^{+308} . Por lo tanto, si el elemento de rigidez tienen una rigidez de $K=10^{20}k$, el termino $K+k$ esta truncado para K y las ecuaciones de equilibrio son singulares y no pueden ser solucionadas. Si $K=10^{12}k$, se pierden aproximadamente 12 cifras de importancia, y la solución es correcta hasta aproximadamente tres cifras significativas. Los

solucionadores de ecuaciones que se usan en los programas de análisis estructurales bien redactados a veces pueden detectar este tipo de error y advertirle al usuario. Sin embargo, para sistemas grandes, este tipo de error puede ser acumulativo, y no siempre es detectado por el programa de computadora.

Se puede evitar este problema utilizando valores realistas de rigidez, o mediante el uso de restricciones en lugar de elementos muy rígidos. Esta es una de las razones por las cuales muchas veces se emplea la restricción de diafragma de piso rígido en la solución de edificios de pisos múltiples, porque la rigidez en el plano del sistema de pisos muchas veces mayor por varios ordenes de magnitud que la rigidez de flexión de las columnas que conectan las losas rígidas del piso.

En el análisis dinámico no-lineal, muchas veces se emplea la iteración para satisfacer el equilibrio al final de cada paso de tiempo. Si los elementos sufren un cambio grande de rigidez durante el paso de tiempo, la solución puede oscilar alrededor de la solución convergida para iteraciones alternas. Para evitar este problema de convergencia, es necesario seleccionar valores de rigidez; o se pueden activar o desactivar restricciones de desplazamiento durante la solución incremental.

2.5.2.9.3 RESTRICCIONES RÍGIDAS.

Wilson¹⁰⁰; indica que existen varios tipos diferentes de coacciones que requieren que desplazamientos en un punto estén relacionados a desplazamientos en otro punto. La figura N° 56 presenta la forma más general de una restricción rígida tridimensional.

¹⁰⁰Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 109.

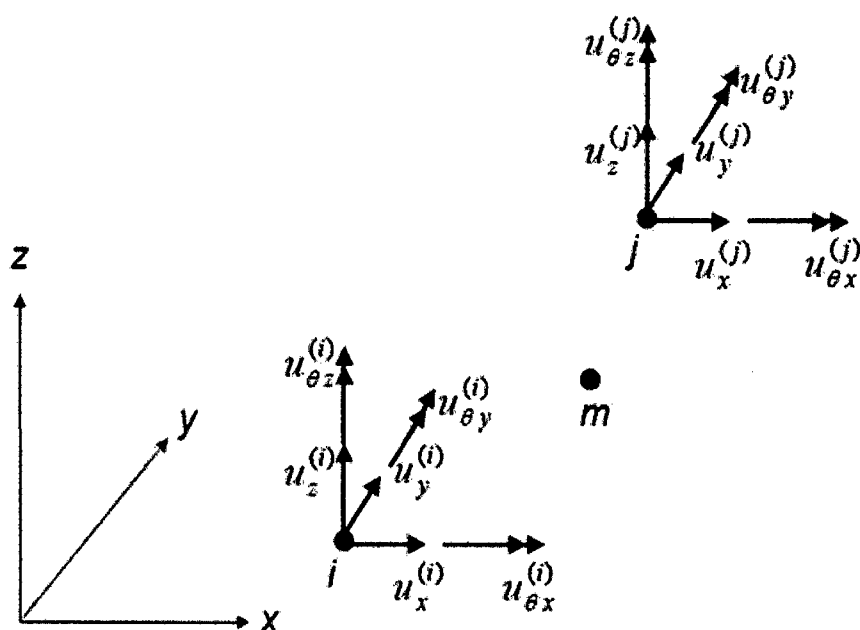


Fig. Nº 056: Restricciones de Masa Rígida.

Los puntos i, j y m son todos puntos en una masa que se puede considerar que se mueve con seis desplazamientos de masa rígida. Cualquier punto en el espacio puede considerarse como el nodo maestro para fines de carga estática, sin embargo, para el análisis dinámico, el nodo maestro debe ubicarse en el centro de la masa si se desea restringir nuestra formulación a una matriz de masa diagonal. Es evidente por las ecuaciones fundamentales de geometría que todos los puntos conectados a la masa rígida están relacionados a los desplazamientos del nodo maestro a través de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 u_x^{(i)} &= u_x^{(m)} + (z^{(i)} - z^{(m)}) u_{\theta y}^{(m)} - (y^{(i)} - y^{(m)}) u_{\theta z}^{(m)} \\
 u_y^{(i)} &= u_y^{(m)} - (z^{(i)} - z^{(m)}) u_{\theta x}^{(m)} + (x^{(i)} - x^{(m)}) u_{\theta z}^{(m)} \\
 u_z^{(i)} &= u_z^{(m)} + (y^{(i)} - y^{(m)}) u_{\theta x}^{(m)} - (x^{(i)} - x^{(m)}) u_{\theta y}^{(m)} \dots\dots\dots (134) \\
 u_{\theta x}^{(i)} &= u_{\theta x}^{(m)} \\
 u_{\theta y}^{(i)} &= u_{\theta y}^{(m)} \\
 u_{\theta z}^{(i)} &= u_{\theta z}^{(m)}
 \end{aligned}$$

Las ecuaciones de restricciones para el punto j son idénticas a la matriz sustituyendo i por j.

2.5.2.9.4 USO DE RESTRICCIONES EN EL ANALISIS DE VIGA-LOSA.

Wilson¹⁰¹; nos muestra como ejemplo, que ilustra el uso practico de una restricción rígida tridimensional, se presenta el sistema de viga-losa indicada en la figura N° 57.

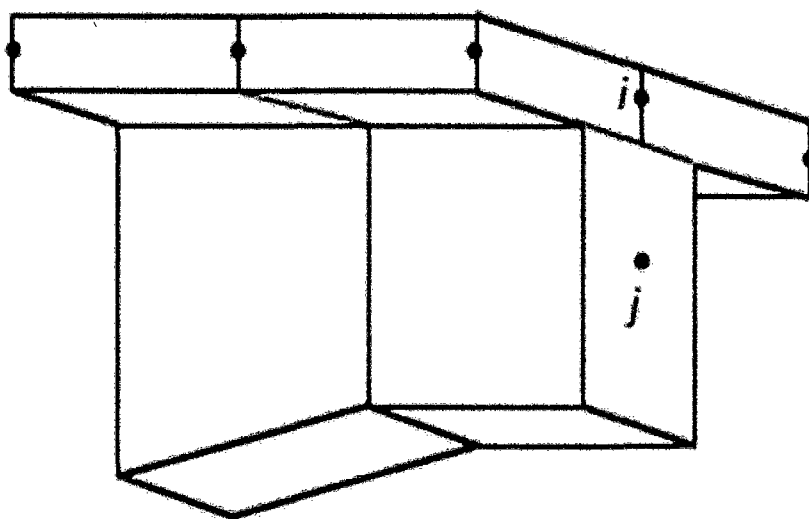


Fig. N° 057: Conexión de Viga a Losa a través de Restricciones

Es realista emplear elementos de cáscara de cuatro nodos para modelar la losa, y elementos de viga de dos nodos para modelar la viga. Ambos elementos tienen seis GDL por nodo. Sin embargo, no existen nodos comunes en el espacio para conectar directamente los dos tipos de elementos. Por lo tanto, es lógico conectar el nodo i , en el punto medio de la superficie de la losa, con el punto j en el eje neutro de la viga con una restricción rígida. Si se ejecutan estas restricciones en los nodos de la cáscara a lo largo del eje de la viga, eso permitirá la iteración natural de los dos tipos de elementos. Además de reducir el número de incógnitas, permite la modelación realista de las vigas no-prismáticas, donde el eje neutro no recorre una línea recta. Para mantener la compatibilidad entre la viga y la losa, podría ser necesario aplicar la restricción de masa rígida a varias secciones a lo largo del eje de la viga.

¹⁰¹ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 119.

2.5.2.10 ELEMENTO SHELL

Wilson¹⁰²; nos indica que el uso de la teoría clásica de cáscara fina para problemas de geometría arbitraria lleva al desarrollo de ecuaciones diferenciales de orden superior que, en genral, pueden ser solucionadas aproximadamente mediante el uso de la evaluación numérica de series infinitas. Por lo tanto, existe solamente un número limitado de soluciones para estructuras de cáscara con formas geométricas sencillas. Estas soluciones cumplen una función importante en la evaluación de la precisión numérica de programas de computadora modernos de elementos finitos. Sin embargo, para el análisis estático y dinámico de estructuras de cáscara de geometría arbitraria, que interactúan con vigas y soportes de extremo libre, el método de elemento finito brinda el único enfoque práctico de que se dispone en la actualidad.

2.5.2.10.1 UN SIMPLE ELEMENTO DE CÁSCARA CUADRILATERAL

Los elementos bidimensionales de membrana y flexión de placa que se presentaron pueden ser combinados para formar un elemento de cáscara de cuatro nodos, tal como se presenta en la figura N° 58.

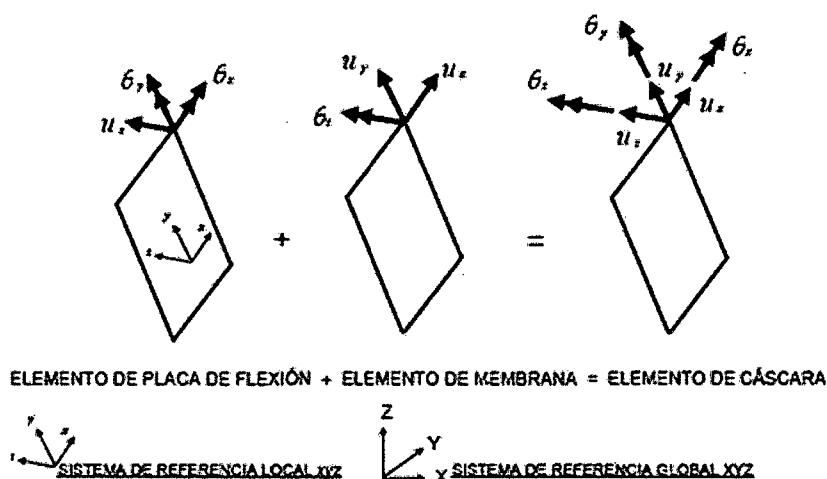


Fig. N° 058: Formación de Elemento de Cáscara Plana.

¹⁰²Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 153

Solamente es necesario formar las dos matrices de rigidez de elemento en el sistema local XYZ. Luego se transforma la matriz local de rigidez del elemento 24 por 24, Figura N° 58, en el sistema global de referencia XYZ.

Luego se agregan las cargas y la rigidez del elemento de cáscara, utilizando el método de rigidez directa para formar las ecuaciones de equilibrio global.

Debido a que los elementos de flexión de placa (DSE) y membrana, en algún plano, son casos especiales del elemento cáscara tridimensional, solamente se necesita el elemento de cáscara para ser programado. Este es el enfoque empleado en el programa SAP2000. Como en el caso de flexión de placa, el elemento cáscara tiene la opción de incluir las deformaciones transversales cortantes.

2.5.2.10.2 MODELOS DE CÁSCARAS CURVOS CON ELEMENTOS PLANOS

Wilson¹⁰³; nos indica que se pueden usar elementos de cáscara cuadrilaterales y planos para crear modelos de mayoría de las estructuras de cáscara si se pueden colocar los cuatro nodos en el punto medio del espesor de la cáscara. Sin embargo, para algunas cáscaras con doble curvatura, esto podría no ser posible. Veamos la estructura de cáscara que se presenta en la Figura N° 59.

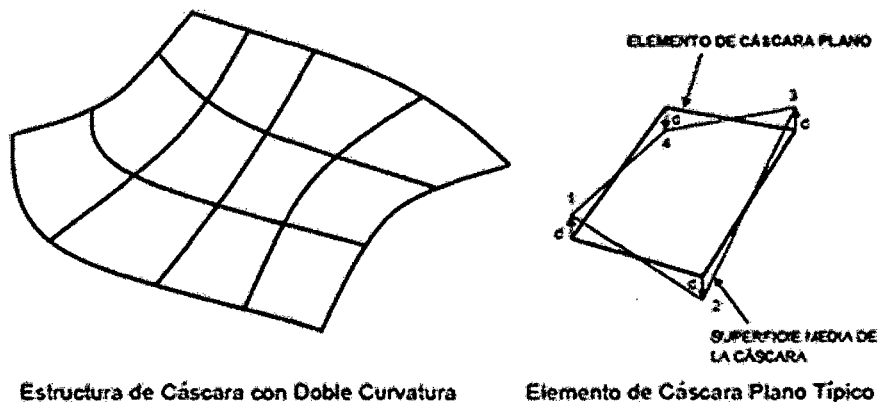


Fig. N° 059: Empleo de Elementos Planos para Crear Modelos de Cáscara Arbitrarios.

¹⁰³ Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 155.

Los cuatro puntos de intersección 1, 2, 3 y 4 que definen el elemento están ubicados en el punto medio de la superficie de la cáscara, tal como se indican en la figura. El sistema local de coordenadas xyz se define tomando el producto vectorial de los vectores diagonales. Es decir, $V_z = V_{1-3} V_{2-4}$. El vector de distancia d es normal al elemento plano, y esta entre los puntos nodales del elemento plano y los puntos nodales de aporte en la mitad de la superficie de la cáscara y es calculada de la siguiente manera:

$$d = \pm \frac{z_1 + z_3 - z_2 - z_4}{2} \dots\dots\dots (135)$$

Para la mayoría de las cáscaras esta distancia paralela es cero, ubicándose los nodos del elemento finito en los nodos que están en la mitad de la superficie. Sin embargo, si la diatancia d no es cero, la rigidez del elemento plano debe ser modificada antes de la transformación al sistema de referencia global XYZ. Es muy importante satisfacer el equilibrio de fuerzas en el punto en la mitad de la superficie, aplicando la siguiente ecuación de transformación de desplazamiento en cada nodo:

$$\begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{bmatrix}_n = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -d & 0 \\ 0 & 1 & 0 & d & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{bmatrix}_s \dots\dots\dots (136)$$

Físicamente, esto significa que los nodos del elemento plano están conectados de manera rígida a los nodos a mitad de la superficie. Es evidente que a medida que los elementos se pongan mas pequeños, la distancia d se acerca a cero, y los resultados del elemento plano van convergiendo a la solución de cáscara.

2.5.2.10.3 ELEMENTOS DE CÁSCARA TRIANGULARES.

Wilson¹⁰⁴; indica que se ha demostrado anteriormente que el elemento triangular de flexión de placa, con deformaciones cortantes, produce resultados excelentes. Sin embargo, el elemento de membrana triangular con rotaciones de perforación tiende a trancarse, y hay que tener mucho cuidado en su aplicación. Ya que se puede modelar cualquier geometría utilizando elementos cuadrilaterales, siempre se puede evitar el empleo del elemento triangular.

2.5.2.10.4 ELEMENTOS SÓLIDOS PARA ANÁLISIS DE CÁSCARAS.

Se puede utilizar el elemento sólido de ocho nodos con modos incompatibles para el análisis de cáscaras gruesas. La figura N° 60 presenta la sección transversal del modelo de una estructura de cascara con elementos sólidos de ocho nodos.

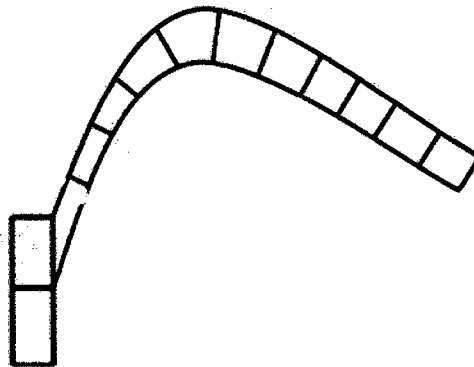


Fig. N° 060: Sección Transversal de Modelo Estructura de Cáscara Gruesa de Elementos Sólidos.

Se debe notar que no existe la necesidad de crear una superficie de referencia cuando se usan elementos sólidos. Como en el caso de cualquier análisis de elemento finito, se debe usar más de una malla, y se debe examinar la estática para verificar el modelo, la teoría, y el programa de computadora.

¹⁰⁴Wilson, L. Edward, "Análisis Estático y Dinámico de Estructuras", pág. 157.

2.5.2.11 LÍNEAS DE INFLUENCIA

2.5.2.11.1 PRINCIPIOS DE MULLER - BRESLAU

Aranis García-Rossell¹⁰⁵, indica que uno de los métodos más eficaces para obtener líneas de influencia es el uso de principio de Muller-Breslau, que dice que las ordenadas de la línea de influencia para cualquier acción en una estructura son iguales a las curvas de desviación que se obtiene liberando la restricción que corresponde a esta acción e introduciendo un desplazamiento unitario correspondiente en el resto de la estructura. El principio es aplicable a cualquier estructura, estáticamente determinada o indeterminada y se puede demostrar con facilidad usando la ley de Betti

Considere una viga cargada de equilibrio, como en la figura N° 61. Elimine el apoyo B y sustituya su efecto por la reacción correspondiente R_B , como se muestra en la figura N° 62. Si la estructura se somete ahora a una carga hacia abajo F en B de tal magnitud que la desviación en B igual a la unidad, la viga tomará la forma desviada de la figura N° 63. Como la estructura original es estáticamente determinada, la liberación de una fuerza restringente transforma la estructura en un mecanismo y, por lo tanto, la fuerza F necesaria para producir los desplazamientos de la figura N° 63 es cero. Sin embargo, la liberación de una fuerza restringente en una estructura estáticamente indeterminada deja una estructura estable por lo que el valor de la fuerza F generalmente no es igual a cero.

Aplicando la ley de Betti a los dos sistemas de fuerzas de la figura N° 62 y 63, escribimos:

$$n_1P_1 + n_2P_2 \dots \dots \dots + n_nP_n - 1xR_B = Fx0 \dots \dots \dots (137)$$

¹⁰⁵ Aranis García-Rossell, César, "Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Método AASHTO – LRFD)", pág. 196.

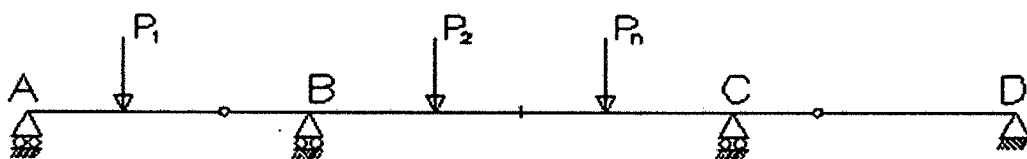


Fig. Nº 061: Viga Cargada en Equilibrio.

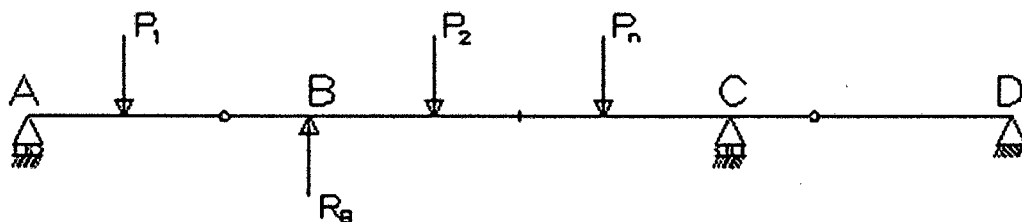


Fig. Nº 062: El Apoyo B sustituido por R_B .

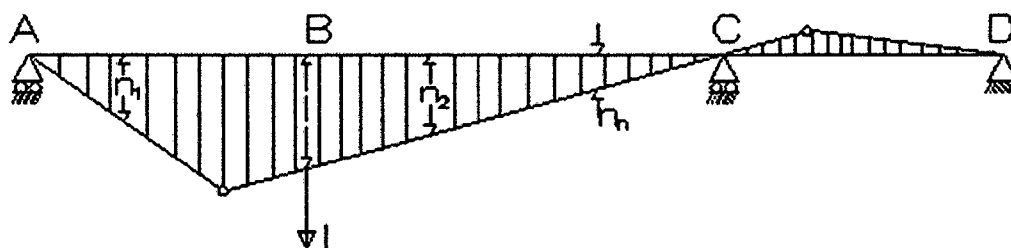


Fig. Nº 063: Línea de Influencia para R_B .

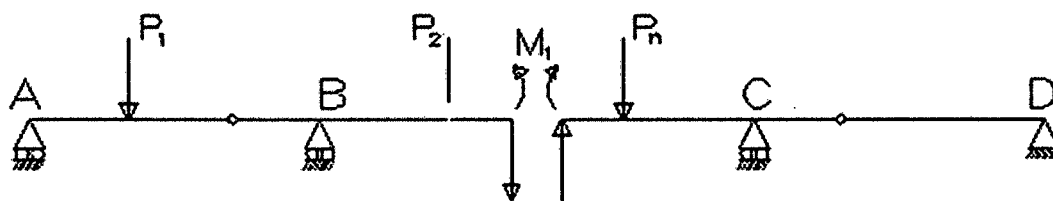


Fig. Nº 064: Equilibrio mantenido con las fuerzas M_1 y V_1 .

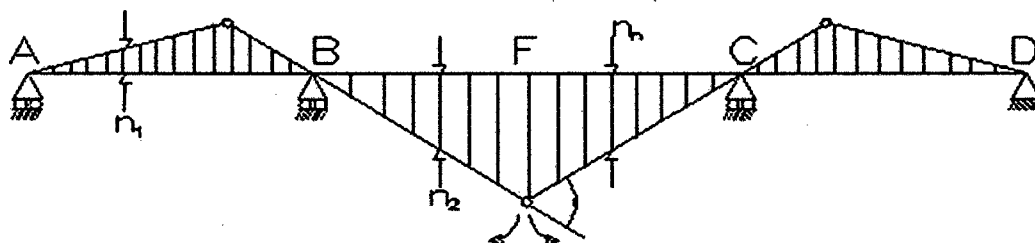


Fig. Nº 065: Línea de Influencia para M_1 .

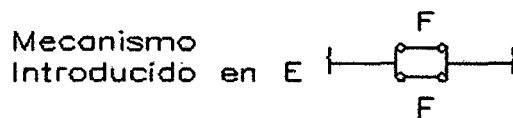


Fig. Nº 066: Mecanismo Introducido en E.

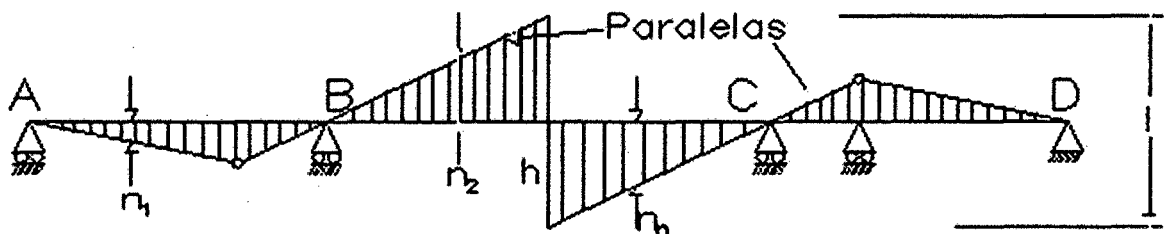


Fig. Nº 067: Línea de Influencia para V_1 .

Aranis García-Rossell¹⁰⁶; indica que esta ecuación expresa el hecho de que el trabajo virtual externo realizado por el sistema de fuerzas de la figura Nº 62 durante el desplazamiento con el sistema de la figura Nº 62 durante el desplazamiento con el sistema de la figura Nº 62. Esta última cantidad debe ser cero porque no ocurre desviación en B de la figura Nº 62.

La ecuación precedente se puede escribir:

$$R_B = \sum_{i=1}^n n_i P_i \dots \dots \dots (138)$$

Comparando esta ecuación con la ecuación (137), vemos que la línea de desviación de la figura Nº 63 es la línea de influencia de la reacción R_B . Esto muestra que la línea de influencia de la reacción se puede obtener liberando su efecto, es decir, eliminando el soporte B e introduciendo un desplazamiento unitario en B en dirección hacia abajo, esto es, opuesto a la dirección positiva de la reacción.

Usando simple estática podemos comprobar fácilmente que la ordenada de la desviación en cualquier punto de la figura Nº 63 es, de hecho, igual a la reacción si se aplica una carga unitaria en este punto de la viga de la figura Nº 61.

¹⁰⁶ Aranis García-Rossell, César, "Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Método AASHTO – LRFD)", pág. 197.

Ahora apliquemos el principio Muller-Breslau en el caso de la línea de influencia del momento de flexión en cualquier sección E. Introducimos una articulación en E, liberando de este modo el momento de flexión en esta sección. Después aplicamos dos pares F iguales y opuestos para producir una rotación unitaria relativa de los extremos de la viga en E en la figura N° 65. Para demostrar que la línea de desviación en este caso es la línea de influencia del momento de flexión en E, corte la viga de la Figura N° 61 en la sección E e introduzca dos pares de fuerzas iguales y opuestos M_E y V_E para mantener el equilibrio (figura N° 64). Aplicando la ley de Betti a los sistemas de las Figuras N° 75 y 76, podemos escribir:

$$n_1P_1 + n_2P_2 \dots \dots \dots + n_nP_n - 1xM_E = Fx0 \dots \dots \dots (139)$$

$$M_E = \sum_{i=1}^n n_iP_i \dots \dots \dots (140)$$

Esto demuestra que la línea de desviación de la figura N° 65 es la línea de influencia para el momento de flexión en E.

Aranis García-Rossell¹⁰⁷; indica que la línea de influencia para el esfuerzo cortante en la sección E se puede obtener introduciendo una traslación unitaria relativa sin rotación relativa de los dos extremos de la viga E (figura N° 67). Esto se logra introduciendo en E un mecanismo ficticio como el que se muestra en la figura N° 66 y aplicando después dos fuerzas verticales F iguales y opuestas. Con este mecanismo los dos extremos en E permanecen paralelos como se muestran en la figura N° 67. Aplicando la ley de Betti a los sistemas de las figuras N° 64 y 67, podemos escribir:

$$n_1P_1 + n_2P_2 \dots \dots \dots + n_nP_n - 1xV_E = Fx0 \dots \dots \dots (141)$$

$$V_E = \sum_{i=1}^n n_iP_i \dots \dots \dots (142)$$

¹⁰⁷ Aranis García-Rossell, César, "Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Método AASHTO – LRFD)", pág. 198.

Lo cual demuestra que la línea de desviación de la figura N° 67 es la línea de influencia para el esfuerzo cortante en E.

Todas las líneas de influencia consideradas hasta aquí se componen de segmentos de líneas rectas. Este es el caso para cualquier línea de influencia en cualquier estructura estáticamente determinada. Por lo tanto, calculando una ordenada y conociendo la forma de la línea de influencia se tienen datos suficientes para dibujarla.

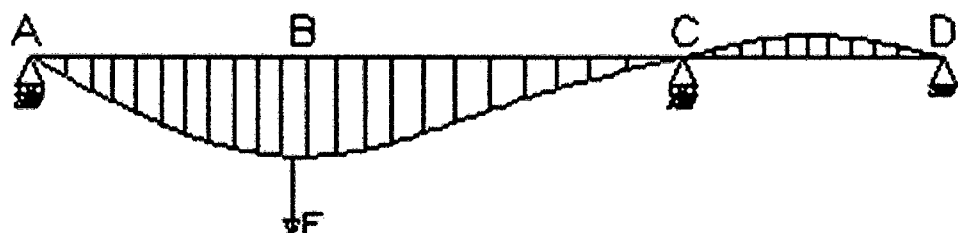
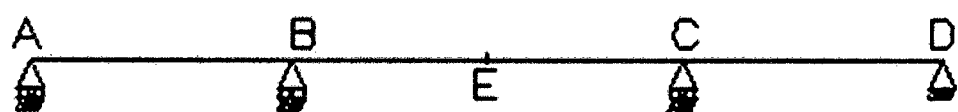
Esta ordenada se puede calcular por consideraciones de estática o por la geometría de la línea de influencia. Todas las líneas de influencia de estructura estáticamente indeterminadas están compuestas de líneas curvas y por lo tanto se deben calcular varias ordenadas.

En la figura N° 68 se usa el principio de Muller-Breslau para obtener la forma general de las líneas de influencia para una reacción, un momento de flexión y el esfuerzo cortante en una sección de una viga continua.

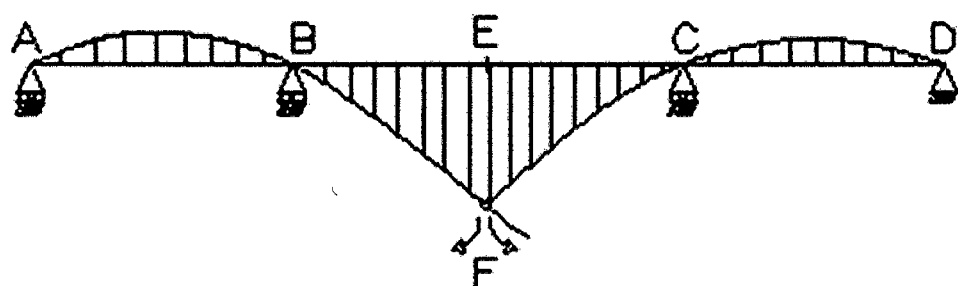
Procedimiento para obtener Líneas de Influencia

Los pasos que se siguen para obtener la línea de influencia de cualquier acción se pueden resumir como sigue:

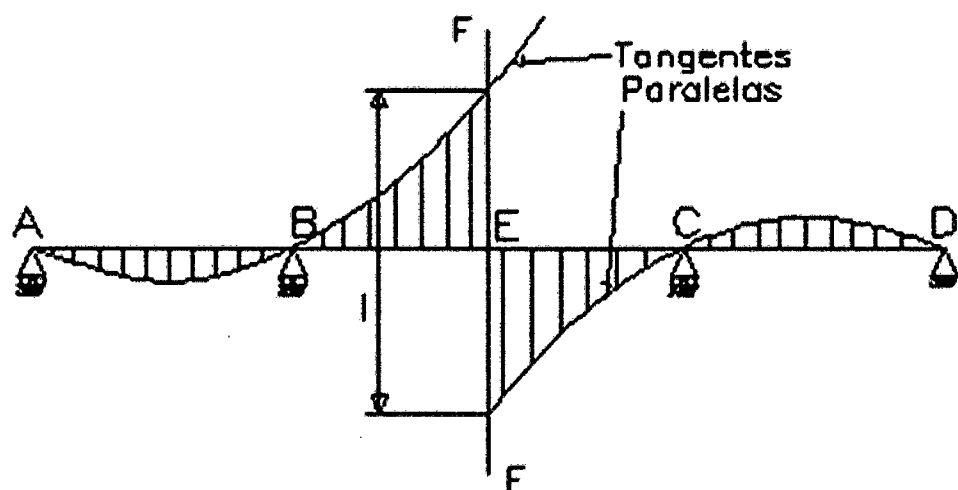
1. Se libera la estructura eliminando la restricción correspondiente a la acción que se considere. Se reduce en uno el grado de indeterminación de la estructura liberada comparada con la estructura original. Se deduce que si la estructura original es estáticamente determinada, la estructura liberada es un mecanismo.
2. Introducir un desplazamiento unitario en la estructura liberada en dirección opuesta a la dirección positiva de la acción. Esto se logra aplicando una fuerza (o un par de fuerzas iguales y opuestas) correspondiente a la acción.
3. Las ordenadas de la línea de desviación así obtenidas son las ordenadas de influencia de la acción. Las ordenadas de la línea de influencia son positivas si están en la misma dirección que la carga externa aplicada.



Línea de Influencia para R_B



Línea de Influencia para M_B



Línea de Influencia para V_B

Fig. N° 068: Línea de Influencia para una Viga Continua.

2.5.2.11.2 **LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA UNA VIGA CON EXTREMOS EMPOTRADOS**

Aranis García-Rossell¹⁰⁸; indica que, usemos ahora el principio de Muller-Breslau para encontrar las líneas de influencia para los momentos de extremo de una viga con extremos empotrados. De ellas, con ecuaciones de estática, se pueden determinar las líneas de influencia para reacción, esfuerzo cortante y momento de flexión en cualquier sección. Comose hizo anteriormente, usamos el sistema de que un momento de extremo en el sentido de las manecillas del reloj es positivo.

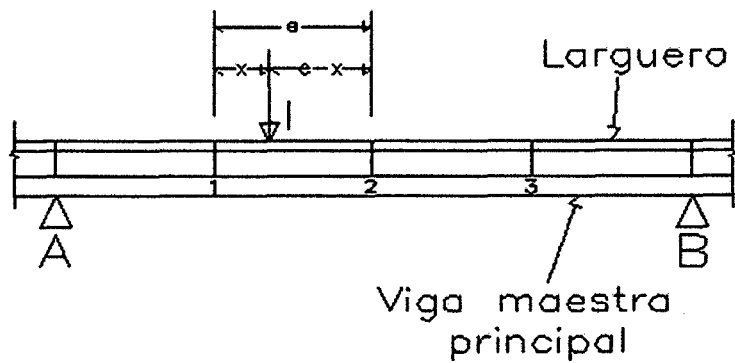


Fig. Nº 069: Corrección de Líneas de Influencia para Carga Indirecta sobre la viga maestra principal.

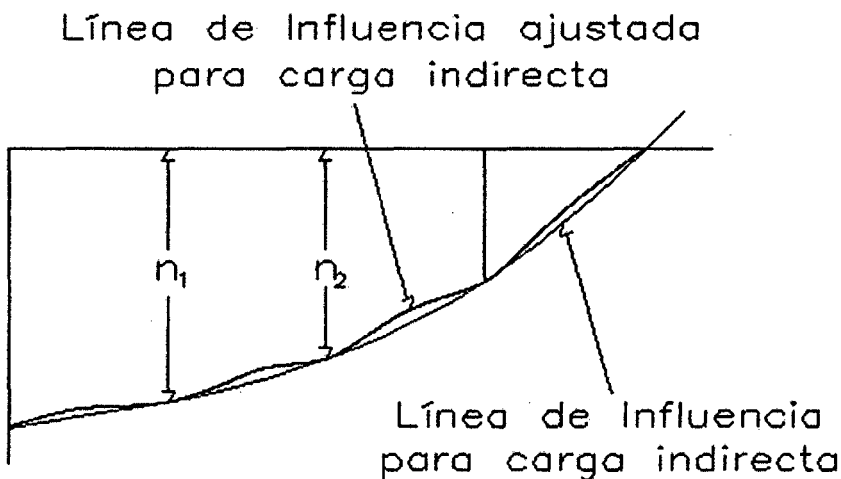


Fig. Nº 070: Líneas de Influencia para cualquier acción A en la viga maestra principal.

¹⁰⁸Aranis García-Rossell, César, "Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Método AASHTO – LRFD)", pág. 199.

Para encontrar la línea de influencia para el momento de extremo: M_{AB} de la viga de la figura N° 71, introducimos una articulación en A y aplicamos allí un momento en dirección contraria a las manecillas del reloj para producir una rotación angular unitaria del extremo A (figura N° 72). La magnitud de este momento debe ser igual a la rigidez a la rotación del extremo S_{AB} . El momento de extremo correspondiente B es $S_{AB}C_{AB}$, donde S_{AB} , C_{AB} , y t son la rigidez a la rotación de extremo, el factor de traspaso y el momento de traspaso respectivamente. La línea de desviación correspondiente al diagrama del momento de flexión de la figura N° 73 es la línea de influencia que se busca.

Cuando la viga tiene una rigidez a la flexión EI constante y longitud l , los momentos de extremo en A y B son respectivamente $-4EI/l$ y $-2EI/l$. Estos valores se pueden sustituir en la expresión para la desviación 1 y en un miembro prismático AB debida a momentos de extremo en el sentido de las manecillas del reloj M_{AB} y M_{BA} .

$$y = \frac{l^2}{6EI} [M_{AB}(2\varepsilon - 3\varepsilon^2 + \varepsilon^3) - M_{BA}(\varepsilon - \varepsilon^3)] \dots\dots\dots (143)$$

Donde $\varepsilon = \frac{x}{l}$ es la distancia desde extremo izquierdo A y l es la longitud del miembro.

La superposición de las desviaciones causadas por un momento de extremo $-4EI/l$ en A (con momento cero en B) y de las desviaciones causadas por un momento de extremo de $-2EI/l$ en B (con momento cero en A) da la línea de influencia que buscamos.

Como la viga es simétrica, las ordenadas de influencia del momento de extremo M_{BA} se pueden obtener de las de M_{AB} invirtiendo el signo y el orden.

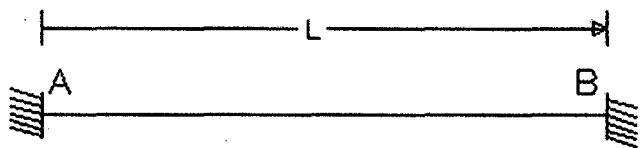


Fig. N° 071: Viga Prismática con extremos empotrados.

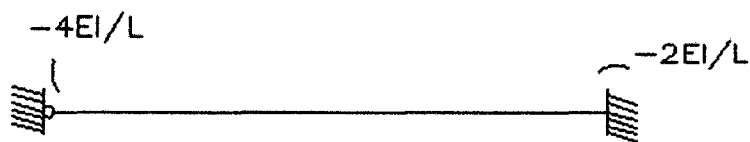


Fig. Nº 072: Momentos de extremos correspondientes a una rotación angular unitaria en el extremo A.

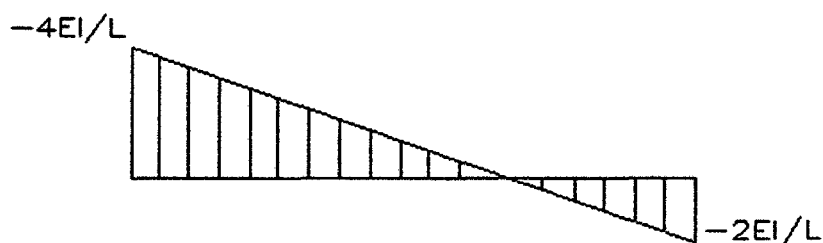


Fig. Nº 073: Diagrama del momento de flexión para la viga.

Las ecuaciones de las líneas de influencia de los dos momentos de extremo son:

- Valor máximo de las L.I. de los dos momentos de extremo son:

$$M_{AB} = -\frac{x(l-x)^2}{l^2} \quad \text{y} \quad M_{BA} = -\frac{x(l-x)^2}{l^2} \dots\dots\dots (144)$$

Donde x es la distancia desde el extremo izquierdo de A.

La reacción R_A se puede expresar como:

$$R_A = R_{As} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} \dots\dots\dots (145)$$

En que R_{As} es la reacción estáticamente determinada de la viga AB si está simplemente apoyada. Esta ecuación es válida para cualquier posición de una carga unitaria movable. Por lo tanto podemos escribir:

$$n_{RA} = n_{RAS} - \frac{1}{l}(n_{MAB} + n_{MBA}) \dots\dots\dots (146)$$

Donde n es la ordenada de influencia de la acción indicada por el subíndice. La línea de influencia de R_{AS} es una línea recta con la ordenada 1 en A y la cero en B.

Igualmente, la ordenada de influencia para el momento de flexión en cualquier sección a la distancia x del extremo izquierdo es dada por:

$$n_M = n_{MS} + \frac{(l-x)}{l} n_{MAB} - \frac{x}{l} n_{MBA} \dots\dots\dots (147)$$

Donde n_M y n_{MS} son las ordenadas de influencia para el momento de flexión en la sección para una viga con extremos empotrados y simplemente apoyados respectivamente.

Las ordenadas de influencia del esfuerzo cortante en cualquier sección se pueden calcular con la ecuación:

$$n_V = n_{VS} - \frac{1}{l} (n_{MAB} + n_{MBA}) \dots\dots\dots (148)$$

Donde n_{VS} es la ordenada de influencia para el esfuerzo cortante en la misma sección de una viga simplemente apoyada.

Las líneas de influencia para vigas prismáticas continuas con claros iguales o con claros desiguales en ciertas relaciones se pueden encontrar en diversas referencias y en la mayoría de los casos no es necesario calcularlas. Por otra parte, las líneas de influencia frecuentemente se calculan en el diseño de puentes de I variable o con claros que varían irregularmente formando vigas continuas, también en pórticos y emparrillados.

2.5.2.12 MÉTODOS DE DISEÑO PARA PUENTES DE CARRETERAS

Para diseñar un puente carretero de concreto ó acero se utiliza la Norma de la **AASHTO LRFD¹⁰⁹**, denominada “Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia”, la cual toma en cuenta la resistencia media estadística, las cargas

¹⁰⁹ AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO)

medias estadísticas, la dispersión de ambos por medio de la desviación estándar y el coeficiente de variación, también considera los Estados Límites de: resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos. Por medio de un proceso de calibración de los factores de mayoración de carga y de los de reducción de capacidad garantiza un índice de confiabilidad y a partir de diseños de prueba simulados, dispone de un juego de factores tales que el proceso de diseño luzca como el procedimiento **LFD**.

2.5.2.13 CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO

Según la AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) ¹¹⁰, la intención de los requisitos de la Norma **AASHTO LRFD** es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. No es la intención de estas Especificaciones remplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.

De acuerdo a la versión LRFD de las Especificaciones AASHTO, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas para los Estados Límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

El propósito primario de un puente carretero es llevar con seguridad (geométrica y estructuralmente) los volúmenes necesarios de trabajo y las cargas. Por lo general, los volúmenes de tráfico presente y futuros determinan el número y ancho de los carriles de tráfico, establecen la necesidad y el ancho de bermas y el peso mínimo del camión de diseño. Estos requerimientos son establecidos

¹¹⁰ AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 1.1, pág. 1-1.

usualmente por la sección de planeación y diseño de carretera de la entidad propietaria del puente. Si los anchos de los carriles, las bermas y otras dimensiones pertinentes no son establecidos por la entidad propietaria, las normas de la **AASHTO** deben usarse como guía.

2.5.2.14 ESTADOS LÍMITES

La AASHTO¹¹¹, explica que la siguiente ecuación constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \dots \dots \dots (149)$$

Para el cálculo del factor de modificación de las cargas (n_i), se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad \dots \dots \dots (150)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (151)$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

n_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

n_D = factor relacionado con la ductilidad.

n_R = factor relacionado con la redundancia.

¹¹¹ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 1.3.2.1, pág. 1-3.

n_I = factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i = solicitación.

R_n = resistencia nominal.

R_r = resistencia mayorada.

2.5.2.14.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

La AASHTO¹¹² explica que: El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisuras de servicio regular.

El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

2.5.2.14.2 ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

La AASHTO¹¹³ afirma que: El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente.

2.5.2.14.3 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

La AASHTO¹¹⁴ da a conocer que: Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente

¹¹² AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 1.3.2.2, pág. 1-4.

¹¹³ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 1.3.2.3, pág. 1-5.

¹¹⁴ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 1.3.2.4, pág. 1-5.

significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su periodo de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

2.5.2.14.4 ESTADOS LÍMITES CORRESPONDIENTES A EVENTOS EXTREMOS

La AASHTO¹¹⁵ dice que: Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

2.5.2.15 CARGAS Y FACTORES DE CARGA

La AASHTO¹¹⁶ nos indica que se establecen los requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, se incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura.

2.5.2.15.1 CARGAS Y DENOMINACION DE LAS CARGAS

La AASHTO¹¹⁷ establece que se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- **Cargas Permanentes:**

DD = Fricción Negativa (downdrag).

DC = Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

¹¹⁵ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 1.3.2.5, pág. 1-5.

¹¹⁶ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.1, pág. 3-1.

¹¹⁷ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.3.2, pág. 3-9.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones públicas.

EH = Empuje horizontal del suelo.

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes el proceso constructivo.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

• **Cargas transitorias:**

BR = fuerza de frenado de los vehículos.

CE = fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = Fluencia lenta.

CT = fuerza de colisión de un vehículo.

CV = fuerza de colisión de una embarcación.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = incremento por carga vehicular dinámica.

LL = Sobrecarga vehicular.

LS = Sobrecarga viva.

PL = Sobrecarga peatonal.

SE = Asentamiento

SH = Contracción

TG = Gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = Viento sobre la sobrecarga.

WS = Viento sobre la estructura.

A continuación se muestran las Tablas N° 06 y 07.

Tabla N° 06 : Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC	LL								Usar sólo uno por vez			
	DD	IM											
	DW	CE											
	EH	BR											
	EV	PL											
	ES	LS	WA	WS	WL	FR	TU						
Estado Limite	EL	SH					CR	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV - Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LFRD”.¹¹⁸

¹¹⁸ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LFRD”, Tabla 3.4.1-1, pág. 3-16.

Tabla N° 07 : Factores de Carga para Cargas Permanentes

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LFRD”.¹¹⁹

2.5.2.15.2 CARGAS PERMANENTES: DC, DW y EV

Según la AASHTO¹²⁰, la carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

La densidad de los materiales granulares dependen de su grado de compactación y del contenido de agua. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la Tabla N° 08.

¹¹⁹ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LFRD”, Tabla 3.4.1-2, pág. 3-16.

¹²⁰ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LFRD”, Art. 3.5.1, pág. 3-17.

Tabla N° 08 : Densidades

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LFRD”.¹²¹

2.5.2.15.3 CARGAS DE SUELO: EH, ES y DD

La AASHTO¹²² indica que el empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo.

¹²¹ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Tabla 3.5.1-1, pág. 3-18.

¹²² AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Art. 3.5.2, pág. 3-18.

- Contenido de agua.
- Características de fluencia lenta del suelo.
- Grado de compactación.
- Ubicación del nivel freático.
- Interacción suelo – estructura.
- Cantidad de sobrecarga.
- Efectos sísmicos.
- Pendiente del relleno, e
- Inclinación del muro.

2.5.2.15.4 SOBRECARGAS GRAVITATORIAS: LL y PL

La AASHTO¹²³ indica que para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm.

La AASHTO¹²⁴ asegura que: La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o Tandem de diseño.
- Carga del carril de diseño.

Camión de Diseño: Según la AASHTO¹²⁵, los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifican. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica; asimismo, la separación entre los ejes de 145,000 N se deberá variar entre 4,300 y 9,000 mm. para producir las solicitaciones extremas, tal como se muestra en la figura N° 74.

¹²³ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.1, pág. 3-18.

¹²⁴ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.2, pág. 3-20.

¹²⁵ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.2.2, pág. 3-25.

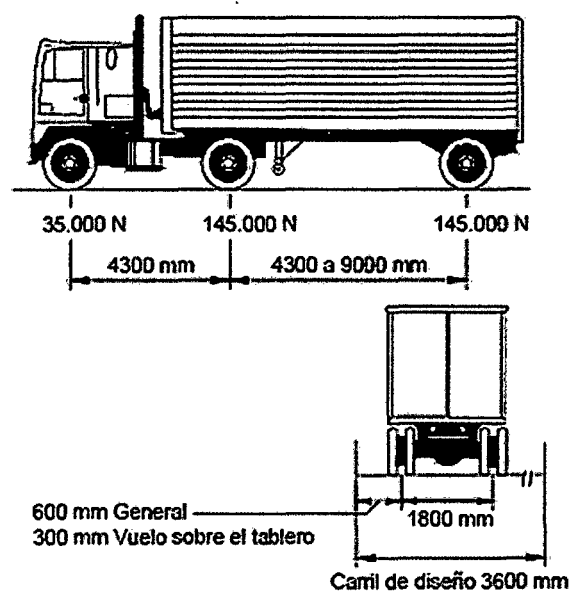


Fig. N° 074: Características del Camión de Diseño

Tandem de Diseño: La AASHTO¹²⁶ dice que consistirá en un par de ejes de 110,000 N con una separación de 1,200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

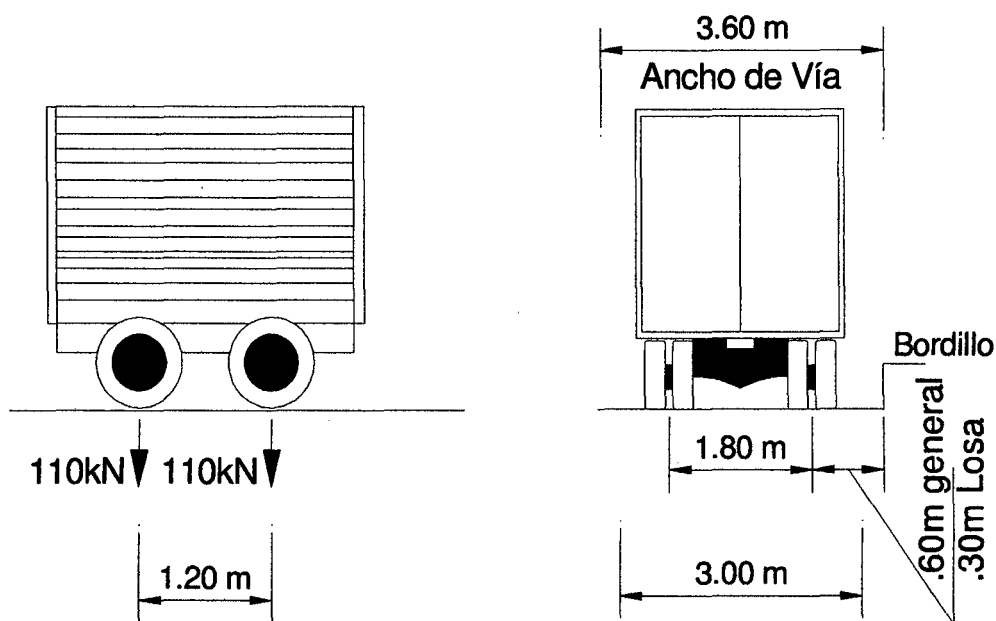


Fig. N° 075: Características del Tandem de Diseño

¹²⁶ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.2.2, pág. 3-26.

Carga del Carril de Diseño: La AASHTO¹²⁷ indica que consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

La AASHTO¹²⁸ indica que a menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica, combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los claros como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15,000 mm. entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145,000 N de cada camión se deberá tomar como 4,300 mm.

2.5.2.15.5 CARGA DE FATIGA

La AASHTO¹²⁹ dice que: La carga de fatiga será un camión de diseño especificado anteriormente o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9,000 mm. entre los ejes de 145,000 N.

A la carga de fatiga se le debe aplicar el incremento por carga dinámica.

¹²⁷ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.2.4, pág. 3-26.

¹²⁸ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.3.1, pág. 3-27.

¹²⁹ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.4, pág. 3-30.

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril. Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones.

2.5.2.15.6 CARGAS DE TRÁNSITO FERROVIARIO

La AASHTO¹³⁰ indica que si un puente también transporta vehículos que trasitan sobre rieles, el propietario deberá especificar las características de la carga ferroviaria que transitará sobre el puente y la interacción que se anticipa entre el tránsito sobre rieles y el tráfico carretero.

2.5.2.15.7 CARGAS PEATONALES

La AASHTO¹³¹ afirma que: Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de 4.1×10^{-3} MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

2.5.2.16 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA

La AASHTO¹³² nos dice que: A menos que artículos anteriores del reglamento indiquen lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la tabla siguiente por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $1 + \frac{IM}{100}$

¹³⁰ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.5, pág. 3-31.

¹³¹ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.1.6, pág. 3-32.

¹³² AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.6.2, pág. 3-32.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Tabla N° 09 : Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LFRD”.¹³³

2.5.2.17 FUERZA DE FRENADO

Para la AASHTO¹³⁴, la fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a:

$$b = \frac{v^2}{2ga} \qquad \dots \dots \dots (152)$$

Donde: *a* es la longitud de desaceleración uniforme, *v* es la velocidad de diseño de la carretera y *b* es la fracción del peso del vehículo.

¹³³ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Tabla 3.6.2.1-1, pág. 3-32.
¹³⁴ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Art. 3.6.4, pág. 3-34.

124

2.5.2.18 EFECTOS SÍSMICOS: EQ

Según AASHTO¹³⁵ indica que: El Análisis Sísmico se realizará por medio de un análisis de Superposición Modal Espectral, simplificando la masa de la estructura en los nudos de la misma, y considerando la combinación de los primeros 10 modos de vibración por medio de la combinación CQC (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) de cada modo individual.

El Espectro de Análisis empleado, así como los correspondientes factores de suelo y zona se obtendrán tomando en cuenta la Metodología de Análisis Sísmico propuesta en las especificaciones AASHTO-LRFD.

Es importante resaltar que para el cálculo de los períodos de vibración y las formas de modo, se empleará la matriz de rigidez de la estructura que considera la influencia de las correspondientes matrices de rigidez geométrica de los elementos.

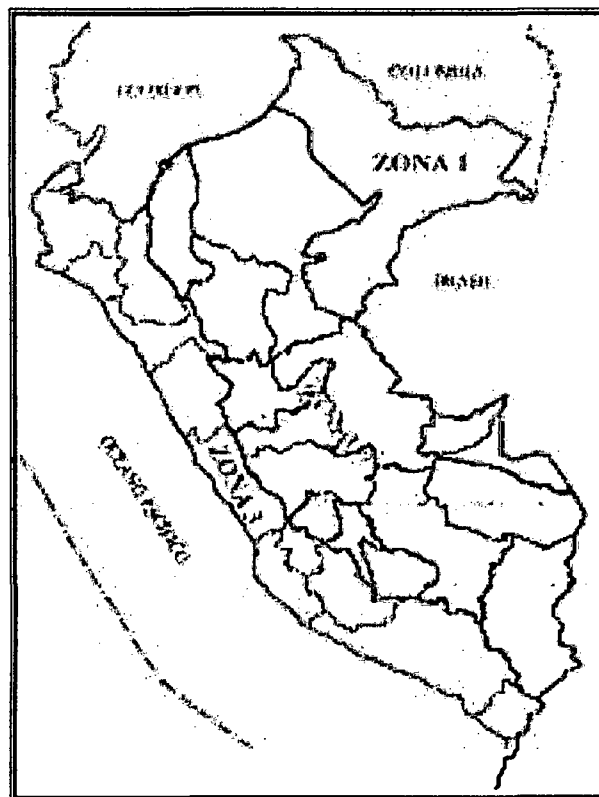


Fig. N° 076.- Mapa de zonificación sísmica en el Perú.

¹³⁵ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.10, pág. 3-56.

2.5.2.18.1 COEFICIENTE DE ACELERACIÓN

La AASHTO¹³⁶, indica que el coeficiente de aceleración “A” que se utilizará en la aplicación de estos requisitos se determina de acuerdo a mapas ya estudiados; para ser usado en la aplicación de estas disposiciones deberá ser determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años. En este caso se ha considerado el Mapa de Peligro del Perú, elaborado por Castillo y Alva (1,993). Estudios especiales para determinar los coeficientes de aceleración en sitios específicos deberán ser elaborados por profesionales calificados si existe una de las siguientes condiciones:

- El lugar se encuentra localizado cerca de una falla activa.
- Sismos de larga duración son esperados en la región.
- La importancia del puente es tal que un largo periodo de exposición, así como periodo de retorno, debería ser considerado.

2.5.2.18.2 CATEGORIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Para el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC)¹³⁷, para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de la respuesta en distintos casos, los puentes se clasificarán en tres categorías de importancia:

- Puentes Críticos.
- Puentes Esenciales
- Otros Puentes.

Los puentes esenciales son aquellos que como mínimo deberán quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con las características de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa. Sin embargo algunos puentes deberán permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo, que supere al sismo de

¹³⁶ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Art. 3.10.2, pág. 3-57.

¹³⁷ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 59.

diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia, y de seguridad o defensa. Éstos deberán ser considerados como puentes críticos.

2.5.2.18.3 ZONAS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

La AASHTO¹³⁸, indica que cada puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo a la Tabla N° 10:

Tabla N° 10: Zonas Sísmicas

Coeficiente de aceleración	Zona sísmica
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$0,29 < A$	4

Fuente: AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LFRD”.¹³⁹

2.5.2.18.4 CONDICIONES LOCALES

El MTC¹⁴⁰, considera la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones de suelo, se usarán los parámetros según el perfil de suelo obtenido de los estudios geotécnicos, según la Tabla N° 11.

Tabla N° 11: Coeficientes de Sitio

Coeficiente de sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

Fuente: MTC, “Manual de Diseño de Puentes”¹⁴¹

En sitios donde las propiedades del suelo no son conocidas en detalle suficiente para determinar el tipo de perfil de suelo o donde la clasificación propuesta no

¹³⁸ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Art. 3.10.4, pág. 3-60.

¹³⁹ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Tabla 3.10.4-1, pág. 3-61.

¹⁴⁰ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 59.

¹⁴¹ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 59, Tabla 2.4.3.11.6.

corresponde a alguno de los cuatro tipos, el coeficiente de sitio para suelos tipo II deberá ser usado.

Suelo Perfil Tipo I: Según MTC¹⁴², es una roca de cualquier característica descripción, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural (tales materiales pueden ser descritos por velocidades de ondas de corte mayores a 760 m/s). Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m. y los tipos de suelos sobre roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Suelo Perfil Tipo II: Según MTC¹⁴³, es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m. y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Suelo Perfil Tipo III: El MTC¹⁴⁴ indica, que es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m. o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos.

Suelo Perfil Tipo IV: Según MTC¹⁴⁵, es un perfil con arcillas blandas o limos cuya profundidades es mayor a los 12 m.

2.5.2.18.5 COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA

La AASHTO¹⁴⁶, indica que para en “n-esimo” modo (s) de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = \frac{1.2AS}{Tn^{2/3}} \leq 2.5A \quad \dots \dots \dots (153)$$

Dónde:

T_n = Periodo de vibración del “n-esimo” modo(s) del Puente.

¹⁴² MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 59.
¹⁴³ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 60.
¹⁴⁴ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 60.
¹⁴⁵ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 60.
¹⁴⁶ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD”, Art. 3.10.6, pág. 3-62.

A = Coeficiente de aceleración, Z en el caso peruano.

S = Factor de suelo.

2.5.2.18.6 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

El MTC¹⁴⁷, indica que para aplicar los factores de modificación de respuesta que se especifican en este ítem, los detalles estructurales deberán satisfacer las disposiciones referentes al diseño de estructuras de concreto armado en zonas sísmicas. Con excepción a lo indicado en este ítem, las fuerzas de diseño sísmico para sub-estructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado, como se especifica en la Tabla N° 12 y 13.

Tabla N° 12: Factores de Modificación de Respuesta R-Subestructuras

Subestructura	Categoría según la importancia del puente		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1.5	2.0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas individuales	1,5	2,0	3,0
Caballote de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón			
• Sólo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multicolumna	1,5	3,5	5,0

Fuente: MTC, “Manual de Diseño de Puentes”¹⁴⁸

¹⁴⁷ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 60.

¹⁴⁸ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 61, Tabla N° 2.4.3.11.8.1-1

Tabla N° 13: Factores de Modificación de Respuesta R-Conexiones

Unión	Todas las categorías
Uniones superestructura-estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Uniones entre columnas, pilares o caballetes de pilotes y vigas cabeceras o la superestructura	1,0
Uniones entre columnas o pilares y las fundaciones	1.0

Fuente: MTC, "Manual de Diseño de Puentes"¹⁴⁹

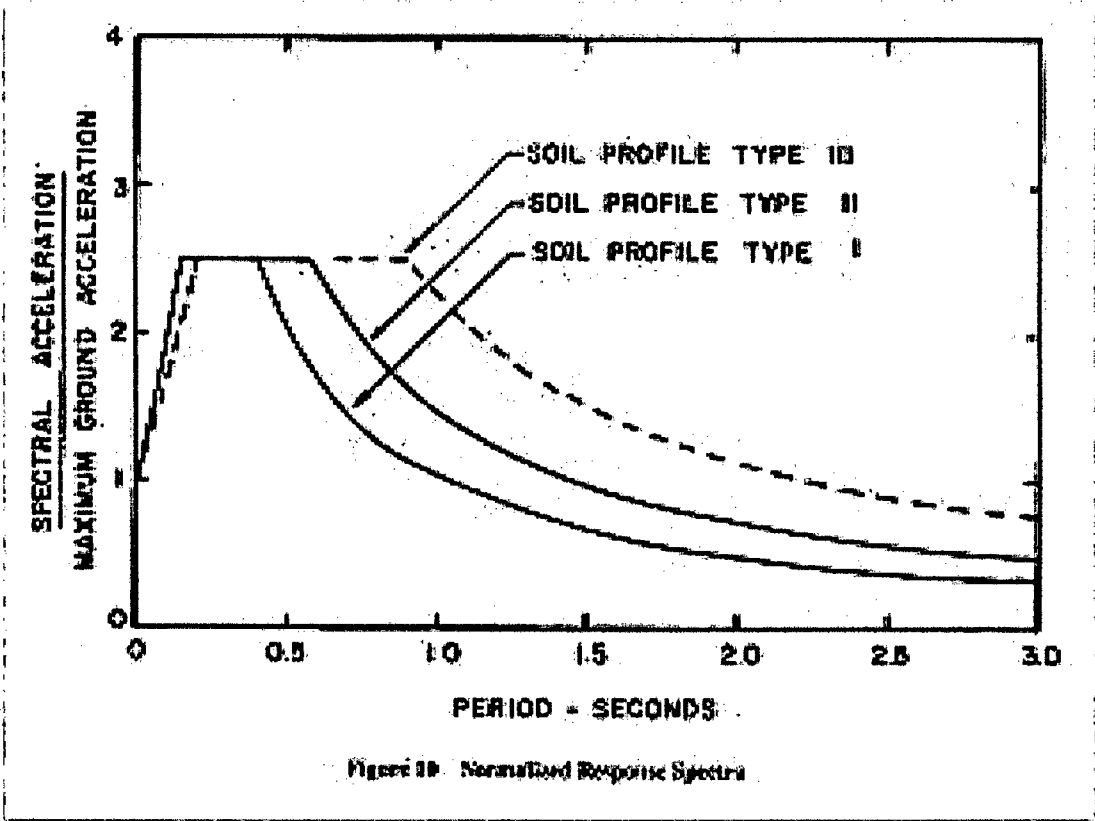


Fig. N° 077.- Espectro de Aceleración Normalizado AASHTO

¹⁴⁹ MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 61, Tabla N° 2.4.3.11.8.1-2

2.5.2.19 CARGA DE VIENTO: WL y WS

2.5.2.19.1 PRESIÓN HORIZONTAL DEL VIENTO: WL

La AASHTO¹⁵⁰, indica que: Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h.
Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.
Típicamente la estructura de un puente se debería estudiar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y laterales que producen las cargas más críticas para la estructura.

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \dots \dots \dots (154)$$

Donde:

- V_{DZ} = Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h).
- V_{10} = Velocidad del viento a 10000 mm. sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h).
- V_B = Velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10000 mm. con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas.
- Z = Altura de la estructura en la cual se está calculando las cargas de Viento medida desde la superficie del terreno o nivel del agua.
- V_o = Velocidad friccional, característica meteorológica del viento.
- Z_o = Longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una Característica meterológica del viento.

$$V_{DZ} = CV_{10} \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \geq V_{10} \dots \dots \dots (155)$$

¹⁵⁰ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.8.1, pág. 3-41.

2.5.2.19.2 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: WS

La AASHTO¹⁵¹, dice: Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucren viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600} \dots \dots \dots (156)$$

Donde:

- V_{DZ} = Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (km/h).
- P_B = Presión Básica.
- V_B = Velocidad Básica.
- P_D = Presión del Viento de Diseño.

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2.2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.

Tabla N° 14: Presiones Básicas, P_B , correspondientes a $V_B=160$ km/h

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Fuente: AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LFRD”.¹⁵²

¹⁵¹ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LFRD”, Art. 3.8.1.2, pág. 3-42.
¹⁵² AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LFRD”, Tabla 3.8.1.2.1-1, pág. 3-43.

2.5.2.20 EMPUJE DEL SUELO: EH, ES y LS

Según AASHTO¹⁵³, El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo.
- Contenido de agua.
- Características de fluencia lenta del suelo
- Grado de compactación.
- Ubicación del nivel freático.
- Interacción suelo-estructura.
- Cantidad de sobrecarga.
- Efectos sísmicos.
- Pendiente del relleno.
- Inclinación del muro.

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con el **LRFD**. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación.

¹⁵³ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 3.11.1, pág. 3-73.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, mechinales, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos.

2.5.2.21 ANALISIS ESTRUCTURAL - AASHTO

El MTC¹⁵⁴, describe los métodos de análisis para el diseño y evaluación de puentes. El Método seleccionado de análisis puede variar desde uno aproximado hasta otro sofisticado dependiendo del tamaño, complejidad e importancia de la estructura.

En general, las estructuras de puentes se analizarán elásticamente. Sin embargo, se puede considerar el análisis inelástico o los efectos de redistribución de fuerzas en algunas superestructuras de vigas continuas.

2.5.2.21.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACEPTABLES

La AASHTO¹⁵⁵ indica que se puede utilizar cualquier método de análisis que satisfaga los requisitos de equilibrio y compatibilidad y que utilice relaciones tensión-deformación, para los materiales propuestos, incluyendo pero no limitados a:

- Métodos elásticos de fuerza y desplazamientos.
- Método de las diferencias finitas.
- Método de los elementos finitos.
- Método de las placas plegadas.

¹⁵⁴ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 71.

¹⁵⁵ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 4.4, pág. 4-10.

- Método de las fajas finitas.
- Analogía de la grilla.
- Métodos de las series ú otros métodos armónicos.
- Métodos basados en la formación de rótulas plásticas.
- Método de las líneas de fluencia.

El diseñador será responsable por la implementación de los programas computacionales utilizados para facilitar el análisis estructural y por la interpretación y uso de los resultados obtenidos.

2.5.2.21.2 MODELOS MATEMÁTICOS

El MTC¹⁵⁶, indica que los modelos matemáticos deberán considerar las cargas, la geometría y el comportamiento estructural del material y además donde sea apropiada las características de la respuesta de la cimentación.

La elección del modelo deberá ser consistente con los estados límite definidos previamente, los efectos de fuerza cuantificada y la exactitud requerida.

Por ejemplo, los estados límite de servicio y fatiga deberán ser analizados con modelos elásticos. La misma aplicación debe darse para los estados límite de resistencia, excepto en el caso de ciertas vigas continuas donde se requiera de análisis inelásticos, redistribución inelástica de momentos negativos e investigación de inestabilidad. Los estados límite de evento extremo pueden requerir investigación de colapso basados enteramente en modelos inelásticos. Puentes muy flexibles como por ejemplo los colgantes y os atirantados deberían ser analizados usando métodos elásticos no lineales, tales como la teoría de grandes deflexiones.

La necesidad de modelos sofisticados para las cimentaciones es una función de la susceptibilidad de la estructura a movimientos de la cimentación. En algunos casos, el modelo de cimentación puede ser simple, como es el caso de considerar

¹⁵⁶ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 72.

apoyos firmes. En otros, un estimado de asentamiento puede ser considerado. Pero, donde la respuesta estructural es particularmente sensible a las condiciones de borde, tal como un arco fijado en los extremos o en el cómputo de frecuencias naturales, modelos rigurosos de la cimentación deberán ser hechos para justificar las condiciones reales.

A menos que otra cosa se especifique, las barreras compuestas y continuas serán analizadas en los estados límite de servicio y fatiga. La rigidez de barandas estructuralmente discontinuas, curvas y barreras no será considerada en el análisis estructural.

Una apropiada representación del suelo que soporta al puente será incluido en el modelo matemático de la cimentación. En el caso de diseño sísmico, los movimientos del suelo y licuación deberán también ser considerados.

2.5.2.21.3 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MATERIAL

El MTC¹⁵⁷, indica que para el propósito de los análisis, se considerará que los materiales se comportan linealmente hasta un límite elástico y que después de esto el comportamiento es inelástico. Acciones en el estado límite de evento extremo podrían ajustarse al rango elástico e inelástico.

2.5.2.21.3.1 COMPORTAMIENTO ELÁSTICO

El MTC¹⁵⁸ dice: Las características y propiedades elásticas estarán dadas de acuerdo a cada tipo de material, cambios en estos valores debido a la madurez del concreto y a efectos ambientales deberán ser incluidos en el modelo.

Las propiedades de rigidez estarán basadas en secciones agrietadas y/o no agrietadas consistentes con el comportamiento anticipado.

¹⁵⁷ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 72.

¹⁵⁸ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 72.

2.5.2.21.3.2 COMPORTAMIENTO INELÁSTICO

Para el MTC¹⁵⁹, en un análisis inelástico un mecanismo de falla deseado y la localización de rótulas deberán ser determinados para estimar el efecto de la fuerza extrema.

Se determinará en el análisis que las fallas por corte, pandeo y adherencia, unión de las componentes estructurales no preceden a la formación de un mecanismo inelástico en flexión.

El MTC¹⁶⁰, explica que se deberá tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Una casual sobrerresistencia en una componente en la cual se espera una formación de rótulas deberá ser considerado ya que esto puede dar lugar a una formación adversa de rótulas plásticas en una localización no deseada, formándose de esta forma un mecanismo diferente. El deterioro de la integridad geométrica de una estructura debido a grandes deformaciones también deberá ser tomado en cuenta.
- El modelo inelástico deberá estar basado en resultados de ensayos físicos o en la representación del comportamiento carga-deformación el cual también es confirmado por ensayos.
- Las secciones de las componentes serán dúctiles si pueden sufrir deformaciones enelásticas y esto puede mejorarse o conseguirse a través del uso de confinamiento u otros medios.
- Cuando se espera tener un comportamiento inelástico debido a la colocación de confinamiento, los especímenes de ensayo incluirán tal confinamiento.
- Cuando se espere que los efectos de fuerza extrema sean repetidos los ensayos reflejarán su naturaleza cíclica.

¹⁵⁹ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 72.

¹⁶⁰ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 72.

2.5.2.21.4 GEOMETRÍA

2.5.2.21.4.1 TEORÍA DE LAS PEQUEÑAS DEFLEXIONES

El MTC¹⁶¹ afirma que si la deformación de la estructura no produce un cambio significativo en los efectos de la fuerza debido a un incremento en la excentricidad de fuerzas tensionales y compresivas, tales efectos de fuerza serán considerados secundarios y podrán ser ignorados.

La teoría de las pequeñas deflexiones es usualmente adecuado para el análisis de puentes tipo viga, puentes que principalmente resisten cargas a través de un par de fuerzas (tensión y compresión) y que permanecen esencialmente en posiciones relativas fijas unas a otras mientras el puente se defleca, tales como las armaduras y arcos empotrados que son generalmente insensibles a deformaciones.

El MTC¹⁶² indica que las estructuras y columnas cuyos momentos flexionantes son incrementados o disminuidos por la deflexión tienden a ser sensibles a las consideraciones de deflexión, como tales estructuras se tienen los puentes colgantes, puentes atirantados muy flexibles, algunos arcos que no son los arcos empotrados y los marcos.

En muchos casos el grado de sensibilidad puede ser estimado y evaluado por un método aproximado de un solo paso, tal como el método del factor de magnificación de momentos. En otros casos un análisis completo de segundo orden puede ser necesario.

2.5.2.21.4.2 TEORÍA DE LAS GRANDES DEFLEXIONES

El MTC¹⁶³ indica: Si la deformación de la estructura produce un cambio significativo en los efectos de fuerza, los esfuerzos debido a las deformaciones deberán ser consideradas en las ecuaciones de equilibrio.

¹⁶¹ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 73.

¹⁶² Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 73.

¹⁶³ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 73.

El efecto de la deformación y la no verticalidad de las componentes serán incluidas en el análisis de estabilidad y en el análisis de grandes deflexiones.

Para componentes esbeltos de concreto sometidos a compresión, las variaciones de tiempo y esfuerzo que dependen de las características del material, los cuales causan cambios significantes en la geometría estructural deberán ser considerados en el análisis de pórticos y reticulados.

El MTC¹⁶⁴ explica además que los efectos de interacción de fuerzas axiales compresivas y de tensión en componentes que son adyacentes deberían ser considerados en el análisis de pórticos y reticulados.

Solamente se usarán las cargas factoradas y no la superposición de efectos de fuerza, ya que el análisis de grandes deflexiones es inherentemente no lineal, donde las cargas no son proporcionales a los desplazamientos y la superposición no puede ser usada. En el análisis no lineal el orden de aplicación de las cargas deberá ser consistente con los de la estructura.

2.5.2.21.4.3 MÉTODOS APROXIMADOS

El MTC¹⁶⁵ dice que: Los efectos de deflexión sobre las fuerzas en elementos viga-columna y arcos pueden ser aproximados por el método de ajuste de un solo paso conocido como magnificación de momentos.

• MAGNIFICACIÓN DE MOMENTOS – ARCOS

El MTC¹⁶⁶ explica: Los momentos por carga viva e impacto obtenidos de un análisis de pequeñas deflexiones serán incrementados por el factor de magnificación de momentos, δ_b , como se especifica:

l_u = es la mitad de la longitud del arco (mm)

k = factor de longitud efectiva especificado

C_m = 1.0

¹⁶⁴ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 73.

¹⁶⁵ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 73.

¹⁶⁶ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 75.

TABLA N° 15 : Valores de Factores de Longitud Efectiva k para Puentes de Arco

Relación Flecha / Longitud	Arco Triarticulado	Arco Biarticulado	Arco Fijo
0,1 – 0,2	1,16	1,04	0,70
0,2 – 0,3	1,13	1,10	0,70
0,3 – 0,4	1,16	1,16	0,72

Fuente: MTC, “Manual de Diseño de Puentes”¹⁶⁷

• MÉTODOS REFINADOS

Para el MTC¹⁶⁸, los métodos refinados de análisis serán basados sobre el concepto de fuerzas que satisfacen el equilibrio en una posición deformada.

2.5.2.21.4.4 MODELOS DE CONDICIONES DE BORDE

El MTC¹⁶⁹ indica que: Las condiciones de borde representarán las reales características de los apoyos y de la continuidad.

Las condiciones de cimentación serán modeladas de tal forma que representen las propiedades del suelo sobre el cual se encuentra el puente, la interacción suelo – pilar y las propiedades elásticas de los pilares.

2.5.2.21.4.5 MIEMBROS EQUIVALENTES

El MTC¹⁷⁰ indica que los componentes no prismáticos pueden ser modelados discretizando las componentes en un número de elementos con propiedades de rigidez representativas a la estructura real.

¹⁶⁷ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 76, tabla N° 2.4.3.11.8.1-2.

¹⁶⁸ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 76.

¹⁶⁹ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 76.

¹⁷⁰ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 76.

Los componentes o grupos de componentes de puentes con o sin sección transversal variable pueden ser modelados como una sola componente equivalente, donde este represente todas las propiedades de rigidez de las componentes o grupo de componentes. Las propiedades de rigidez equivalente pueden ser obtenidas por soluciones formales, integración numérica, análisis sub-modal y analogías en serie y paralela.

2.5.2.21.5 ANÁLISIS ESTÁTICO

2.5.2.21.5.1 INFLUENCIA DE LA GEOMETRÍA

• RELACIÓN EN PLANTA

Para el MTC¹⁷¹, si la longitud en la dirección principal de una superestructura con sección transversal cerrada torsionalmente rígida es 2.5 veces más que su ancho, la superestructura puede ser idealizada como una viga unidimensional.

Las siguientes definiciones son usadas para aplicar este criterio:

- Ancho: es el ancho de un tablero monolítico, o la distancia promedio entre las caras exteriores de un entramado.
- Longitud para puentes rectangulares simplemente apoyados: la distancia entre las juntas del tablero.
- Longitud para puentes continuos y/o puentes esviados: es la longitud del lado más largo.

• ESTRUCTURAS CURVADAS EN EL PLANO

Para el MTC¹⁷², los tramos de superestructuras curvas horizontalmente con secciones cerradas torsionalmente rígida cuyo ángulo central subtendido en el tramo a cubrir o porción de esta es menor que 12° puede ser analizado como si el tramo fuera derecho. Los efectos de curvatura pueden ser despreciados en

¹⁷¹ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 76.

¹⁷² Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 76.

secciones abiertas cuyo radio es tal que el ángulo central subtendido por cada tramo es menor que el dado en la tabla N° 16.

TABLA N° 16 : Ángulo central Límite para despreciar curvatura al determinar los momentos de flexión primarios.

Número de vigas	Ángulo para un tramo	Ángulo para dos o más tramos
2	2°	3°
3 ó 4	3°	4°
5 ó más	4°	5°

Fuente: MTC, “Manual de Diseño de Puentes”¹⁷³

2.5.2.21.5.2 MÉTODOS APROXIMADOS DE ANÁLISIS

• TABLEROS

El MTC¹⁷⁴ explica que: Un método aproximado de análisis para tableros, en el cual el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los apoyos es considerado aceptable. Para aquellos tableros que no sean emparrillados parcialmente llenos o totalmente llenos, se utilizaran estas provisiones.

El MTC¹⁷⁵ también dice que el uso de ayudas de diseño para tableros que contienen elementos prefabricados puede ser permitido en lugar de realizar algún análisis, siempre que esto sea documentado y soportado por suficiente evidencia técnica. El ingeniero será responsable de la exactitud e implementación de cualquier ayuda de diseño que use.

Asimismo, El MTC¹⁷⁶ dice que el ancho de franja equivalente de un tablero puede ser tomado como se especifica en la tabla siguiente.

Donde la dirección principal del tablero es paralela al tráfico, las franjas que soportan una carga por eje no será más grande que 1 m. para emparrillados abiertos y para los demás tableros no será más de 3.6 m. donde múltiples carriles cargados están siendo investigados. Las franjas equivalentes para tableros cuya

¹⁷³ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 77, Tabla N° 2.6.4.1.2.1-2.

¹⁷⁴ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 77.

¹⁷⁵ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 77.

¹⁷⁶ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), “Manual de Diseño de Puentes”, pág. 77.

dirección principal es perpendicular al tráfico no están sujetas a límites de ancho, según la Tabla N° 17.

TABLA N° 17 : Franjas Efectivas

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ 	Vuelo Paralela o perpendicular	$1140 + 0,833X$ +M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
<ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ con encofrados perdidos 	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
<ul style="list-style-type: none"> • Prefabricado, postesado 	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
Acero: <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto 	Barra principales	$0,007P + 4,0S_1$
<ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos 	Barra principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
<ul style="list-style-type: none"> • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos 	Barra principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera: <ul style="list-style-type: none"> • Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> ◦ No interconectada 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$
<ul style="list-style-type: none"> ◦ Interconectada 	Paralela Perpendicular	$2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$
<ul style="list-style-type: none"> • Laminada y resada 	Paralela Perpendicular	$0,066S + 2740$ $0,84S + 610$
<ul style="list-style-type: none"> • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ◦ Tableros continuos o paneles interconectados 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $4,0h + 1020$
<ul style="list-style-type: none"> ◦ Paneles no interconectados 	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

Fuente: MTC, "Manual de Diseño de Puentes"¹⁷⁷

¹⁷⁷ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 77, tabla N° 2.6.4.2.1.3-1.

S = Espaciamiento de componentes de apoyo (mm)
h = Espesor del Tablero (mm)
L = Luz del tablero (mm)
P = Carga por eje (N)
S_b = Espaciamiento de las barras de emparillado (mm)
M₊ = Momento positivo
M₋ = Momento negativo
X = Distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (mm)

Ancho Efectivo de Franjas en los Bordes de Losas

Para el MTC¹⁷⁸, el ancho efectivo de franjas en los bordes de losas, se deberá tener en cuenta:

a) General.-

Para el diseño se considerará una viga de borde cuyo ancho será tomado como un ancho de franja reducido más la componente de línea donde esto no exista. Se supondrá que las vigas de borde soportarán una línea de ruedas y donde sea apropiada una porción tributaria de la carga repartida.

b) En Bordes Longitudinales.-

Cuando la dirección principal del tablero es paralela al tráfico, el ancho efectivo de una franja con o sin una viga de borde, puede ser tomado como la suma de: la distancia entre el borde del tablero y la cara interior de la barrera más 0.3 m y más la mitad del ancho de franja pero que no exceda el ancho de franja total o 1.8 m.

c) En Bordes Transversales.-

El ancho efectivo de una franja con o sin viga de borde puede ser tomado como la suma de la distancia entre el borde transversal del tablero y la línea central de los apoyos más la mitad del ancho de franja, pero que no exceda el ancho total de la franja.

¹⁷⁸ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 78.

Distribución de Cargas de Rueda

Para el MTC¹⁷⁹, si el espaciamento entre las componentes de apoyo en la dirección secundaria exceda 1.5 veces el espaciamento en la dirección principal, todas las cargas de rueda serán aplicadas a la franja principal.

Si el espaciamento de las componentes de apoyo en la dirección secundaria es menor que 1.5 veces el espaciamento en la dirección primaria, el tablero será modelado como un sistema de franjas intersectados.

El ancho de franja equivalente en ambas direcciones puede ser tomado como se especifica en la tabla anterior. Cada carga de rueda será distribuida entre dos franjas intersectadas. La distribución será determinado en función a la rigidez, es decir como la relación entre la rigidez de la franja y la suma de rigideces de las franjas intersectadas. En ausencia de cálculos más precisos, la rigidez de la franja, k_s , puede ser estimada como:

$$k_s = \frac{EI_s}{S^3} \dots\dots\dots (157)$$

Donde:

- I_s = momento de inercia de la franja equivalente (mm⁴)
- S = espaciamento entre apoyos (mm)

Cálculos de los Efectos de Fuerza

Para el MTC¹⁸⁰, las franjas serán tratadas como vigas continuas o como simplemente apoyadas. La longitud a salvar será tomada como la distancia centro a centro entre los componentes de apoyo. Para el propósito de determinar los efectos de fuerza en la franja, los apoyos serán supuestos a ser infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda pueden ser modeladas como cargas concentradas o como pedazos de cargas cuya longitud será la longitud del área de contacto de la llanta como está especificada más la profundidad del tablero.

Las franjas deberán ser analizadas por la teoría clásica de vigas.

¹⁷⁹Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 78.
¹⁸⁰Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 78.

Las secciones de diseño para momento negativo y fuerzas de corte pueden ser tomados como sigue:

- En la cara del apoyo para construcciones monolíticas y vigas cajón de concreto.
- Un cuarto del ancho del ala medido desde la línea central del apoyo para vigas de acero y madera.
- Un tercio del ancho del ala, pero que no exceda 3.8 m desde la línea central de apoyo para vigas de concreto en forma de T y para vigas prefabricadas en forma I.

Cada núcleo de una viga cajón de concreto o acero puede ser tratado como una componente de apoyo.

Acción de Marco de la Sección Transversal

El MTC¹⁸¹, indica que donde los tableros son una parte integral de secciones transversales celulares o cajón, si la flexión y/o rigideces torsionales de las componentes de apoyo de la sección transversal, por ejemplo el núcleo y la parte superior del ala, son probablemente los causantes de los efectos de fuerza en el tablero, esas componentes serán incluidos en el análisis del tablero.

Distribución de Carga Viva sobre emparrillados parcial y totalmente llenos

El MTC¹⁸² dice que: Los momentos (en N.mm/mm) debido a carga viva en emparrillados parcial y totalmente llenos pueden ser determinados como:

- Para acero principal transversal al tráfico:

$$M = ClpD^{0.25}[42.3ln(0.039S) - 74] \dots\dots\dots (158)$$

$$M = Cp[8060D^{0.29}ln(0.039S) - 10200D^{0.46}] \frac{1}{200} \dots\dots\dots (159)$$

Donde:

¹⁸¹ Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 79.
¹⁸² Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), "Manual de Diseño de Puentes", pág. 79.

S = luz a salvar (mm), $500\text{mm} < S < 10000\text{mm}$ en la ecuación (16)

$500\text{mm} < S < 5000\text{mm}$ en la ecuación (17)

C = factor de continuidad, 1.0 para simplemente apoyados y 0.8 para continuos.

l = longitud de llanta (mm), en la dirección del tráfico.

p = presión de llanta tomada como 0.86 MPa

$D = D_x/D_y$

D_x = rigidez flexional en la dirección de las barras principales ($\text{N}\cdot\text{mm}^2/\text{mm}$)

D_y = rigidez flexional perpendicular a las barras principales ($\text{N}\cdot\text{mm}^2/\text{mm}$)

Cuando no se disponga de ensayos, la relación de rigideces D puede ser tomado como:

- Para emparrillados totalmente llenos con al menos 38mm de sobrellenado monolítico = 2.0
- Para los demás emparrillados totalmente llenos = 2.5
- Para emparrillados parcialmente llenos con al menos 38 mm de sobrellenado monolítico = 8.0
- Para los demás emparrillados parcialmente llenos = 10.0

2.5.2.22 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES – AASHTO.

- **Resistencia a la Compresión:** La AASHTO¹⁸³ indica que la documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, f'_c , o la clase de hormigón para cada componente.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

- **Coefficiente de Expansión Térmica:** La AASHTO¹⁸⁴ indica que el coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla a utilizar.

¹⁸³ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 5.4.2.1, pág. 5-15.

¹⁸⁴ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 5.4.2.2, pág. 5-17.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal : $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (160)

- Para hormigón de baja densidad : $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (161)

- **Módulo de Elasticidad:** La AASHTO¹⁸⁵ indica que en ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (162)$$

Donde:

γ_c : Densidad del hormigón (kg/m³).

f'_c : Resistencia especificada del concreto en MPa.

- **Coeficiente de Poisson:** La AASHTO¹⁸⁶ indica que a menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

- **Módulo de Rotura:** La AASHTO¹⁸⁷ indica que a menos que se determine ensayos físicos, el módulo de rotura f_r , en MPa, se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal : $0.63 \sqrt{f'_c}$ (163)

- Para hormigón de agreg. livianos : $0.52 \sqrt{f'_c}$ (164)

- Para hormigón de baja densidad : $0.45 \sqrt{f'_c}$ (165)

¹⁸⁵ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 5.4.2.4, pág. 5-21.

¹⁸⁶ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 5.4.2.5, pág. 5-21.

¹⁸⁷ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 5.4.2.6, pág. 5-21.

2.5.2.23 DEFORMACIONES

Para Gonzalez Cuevas¹⁸⁸, el cálculo de las deformaciones que sufre un elemento estructural o una estructura completa bajo la acción de cargas u otro tipo de acciones resulta importante por dos razones principales. Una es que existen límites permisibles a las deformaciones tanto por motivos de seguridad como estéticos. La segunda razón es más importante porque se estableció que en las estructuras hiperestáticas existen más incógnitas que ecuaciones de equilibrio, y que por lo tanto no pueden resolverse utilizando únicamente dichas ecuaciones. Se requiere obtener ecuaciones adicionales hasta lograr establecer un sistema en el que el número de incógnitas sea igual al de ecuaciones.

- **TEORÍA DE LA VIGA ELÁSTICA:**

El objetivo de esta teoría es establecer las relaciones existentes entre las deformaciones de una viga de un material homogéneo y elástico y los momentos flexionantes producidos en la viga por un sistema cualquiera de cargas. Considérese una viga libremente apoyada, con un sistema de cargas, como la mostrada en la figura N° 78, y tómese dos secciones A-A y B-B separadas una distancia infinitesimal dx . Se supone, en esta teoría, que al deformarse la viga sus secciones transversales continúan siendo planas, hipótesis conocida como de Euler-Bernoulli. Por lo tanto en la figura N° 79, donde se muestra la viga deformada, se indica que las secciones A-A y B-B ya no son paralelas, pero siguen siendo planas, por lo que están representadas por líneas rectas.

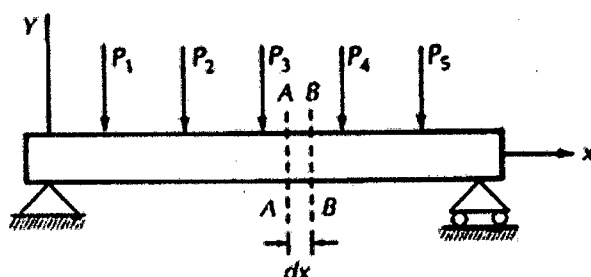


Fig. N° 078.- Viga libremente apoyada.

¹⁸⁸ Gonzalez Cuevas, Oscar, "Análisis Estructural", pág. 96.

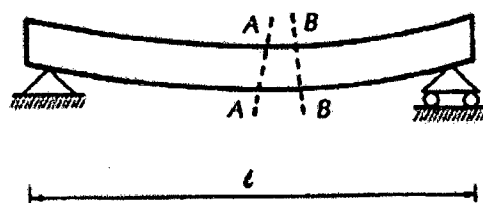


Fig. N° 079.- Viga deformada.

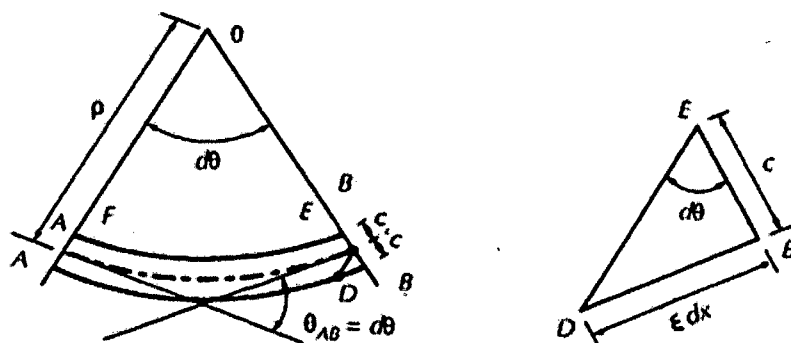


Fig. N° 080.- Teoría de la Viga Elástica.

En la figura N° 80 se muestra en forma ampliada el tramo de viga comprendido entre las secciones A-A y B-B. El ángulo que forman las tangentes en ambas secciones, o rotación entre las dos secciones, de acuerdo con la notación antes planteada, es θ_{AB} que se representa por de ya que las secciones están separadas una distancia diferencial. Este ángulo es igual al formado por las rectas que pasan por las secciones A-A y B-B al intersectarse en el punto O. Examínese ahora el triángulo EBD formado al trazar por el punto E una paralela a A-A, figura N° 80. El lado DB representa el alargamiento que sufre la fibra inferior de la viga por efecto de la deformación. Su magnitud es igual a la deformación unitaria por la longitud original entre las dos secciones transversales, o sea que $DB = \epsilon dx$. La deformación unitaria, a su vez, es igual al esfuerzo, f , dividido entre el módulo de elasticidad del material, E , de acuerdo con la ley de Hooke.

$$DB = \frac{f dx}{E} \dots \dots \dots (166)$$

El esfuerzo f se puede calcular con la fórmula de flexión.

$$f = \frac{Mc}{I} \dots\dots\dots (167)$$

Donde M es el momento flexionante en la sección, c es la distancia del eje neutro a la fibra más alejada e I es el momento de inercia.

• **CÁLCULO DE DEFORMACIONES UTILIZANDO LOS TEOREMAS ÁREA-MOMENTO:**

Considérese una viga simplemente apoyada con un sistema cualquiera de cargas como la mostrada en la figura N° 81. Se sabe que la rotación, $d\theta$, entre dos secciones separadas una distancia diferencial dx puede clacularse como:

$$d\theta = \frac{M}{EI} dx \dots\dots\dots (168)$$

Obsérvese que el segundo miembro de esta ecuación es el área del diagrama de momentos flexionantes, dividido entre el término EI , que tiene como base dx , o sea, el pequeño rectángulo marcado con sombra más oscura en la figura N° 82.

Si se quiere ahora calcular la rotación entre dos secciones separadas una distancia no diferencial, como las secciones A-A y B-B de la figura N° 81, puede integrarse la ecuación (168) entre las secciones mencionadas.

$$\theta_{AB} = \int_A^B d\theta = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \dots\dots\dots (169)$$

Esta ecuación indica que la rotación entre las secciones A-A y B-B, o sea, el ángulo que forman las tangentes a amabas secciones como se muestra en la figura N° 83, es igual al área del diagrama de M/EI entre dichas secciones.

Ahora considérese la figura N° 84, trácense las tangentes en los extremos del elemento dx y prolónguese hasta la vertical que pasa por la sección A-A. La

distancia entre las dos tangentes dt puede calcularse, considerando que las deformaciones son pequeñas, con la ecuación:

$$dt = x d\theta \quad \dots \dots \dots (170)$$

Integrando los elementos diferenciales dt entre las secciones A y B, se obtiene la distancia t_{AB} , que es la distancia entre el punto A de la viga y la tangente trazada por el punto B.

$$t_{AB} = \int_A^B dt = \int_A^B x d\theta \quad \dots \dots \dots (171)$$

El integrando de esta ecuación es el momento de primer orden del elemento con sombreado menos oscuro de la figura N° 82 con respecto a la sección A-A y el resultado de la integración es, por lo tanto, el momento de primer orden del diagrama de M/EI entre las secciones A-A y B-B con respecto a la sección A-A. Si el punto O representa el centroide de esta parte del diagrama, la distancia t_{AB} también puede calcularse como:

$$t_{AB} = (\text{área del diagrama}) \cdot \bar{x} \quad \dots \dots \dots (172)$$

Donde \bar{x} es la distancia del centroide a la sección A-A, ya que se recordará que el momento de primer orden también se puede calcular como el área multiplicada por la distancia centroidal. La distancia t_{AB} suele llamarse desviación tangencial o corrimiento tangencial.

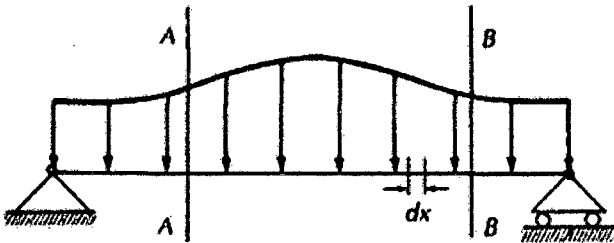


Fig. N° 081.- Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento I.

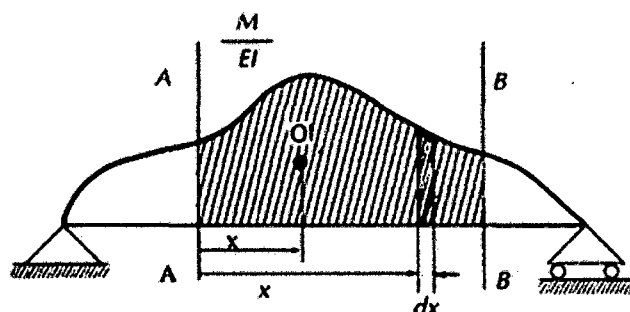


Fig. N° 082.- Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento II.



Fig. N° 083.- Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento III.

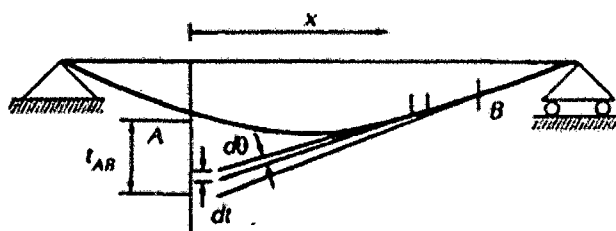


Fig. N° 084.- Cálculo de Deformaciones por Teoremas de Área – Momento IV.

La AASHTO¹⁸⁹ indica que los puentes se deberían diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones. A pesar de que, salvo en el caso de los tableros de placas ortótropas, las limitaciones referidas a deflexiones y profundidad son optativas, cualquier desviación importante de las prácticas relacionadas con la esbeltez y las deflexiones que en el pasado resultaron exitosas debería provocar la revisión del diseño para determinar que el puente se comportará satisfactoriamente.

¹⁸⁹ AASHTO, "Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD", Art. 2.5.2.6, pág. 2-11.

TABLA N° 18 : Profundidades Mínimas utilizadas Tradicionalmente para Superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 L $\geq 165 \text{ mm}$	0,027 L $\geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LFRD”.¹⁹⁰

CRITERIOS DE DEFLEXIÓN

En ausencia de otros criterios, se debe utilizar la proporción correspondiente a la sobrecarga viva de la combinación de Cargas de Servicio I de la Tabla N° 06: Combinaciones de Carga y Factores de Carga (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.4.1-1), incluyendo el incremento por carga dinámica, IM. Para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión: (AASHTO – LRDF, Artículo. 2.5.2.6.2)

- Carga vehicular, general.....Longitud / 800
- Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud / 1000
- Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud / 300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud / 375

¹⁹⁰ AASHTO, “Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LFRD”, Tabla 2.5.2.6.3-1, pág. 2-15.

2.5.2 MARCO CONCEPTUAL: TERMINOLOGÍA BÁSICA

- **Estado Límite:** Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.
- **Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos:** Estados límites relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con periodos de recurrencia mayores que el periodo de diseño del puente.
- **Estados Límites de Resistencia:** Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.
- **Estados Límites de Fatiga y Fractura:** Estados límites relacionados como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos que ocurre en un número esperado de ciclos y a los requerimientos de tenacidad del material.
- **Estados Límites de Servicio:** Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.
- **Puente:** Obra de arte especial requerida para atravesar a desnivel un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no es posible el tránsito en la dirección de su eje.
- **Solicitación:** Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.
- **Evaluación:** Determinación de la capacidad de carga de un puente existente.
- **Modelo:** Idealización de una estructura a los fines del análisis.

- **Cargas Permanentes:** Cargas y fuerzas que permanecen constantes una vez terminada la construcción, o bien aquellas que se supone permanecen constantes.
- **Superficie de Influencia:** Función continua o discretizada sobre el tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando perpendicularmente al tablero en dicho punto, permite obtener la solicitación deseada.
- **Superestructura:** Se denomina superestructura al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal.
- **Tablero:** Está constituido por los elementos estructurales que soportan, en la primera instancia, las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal. En los puentes definitivos, en la mayoría de los casos, se utiliza una losa de concreto como el primer elemento portante del tablero.
- **Carga de Rueda:** Un medio de una carga de eje de diseño especificada.
- **Componente:** Unidad estructural que requiere consideraciones de diseño independientes; sinónimo de elemento.
- **Condiciones de Borde:** Características de restricción estructural referidas a las condiciones de apoyo de los modelos estructurales y/o la continuidad de los mismos.
- **Deformación:** Cambio de la geometría de la estructura provocado por las solicitaciones, incluyendo el desplazamiento axial, desplazamiento por corte y rotaciones.
- **Elástico:** Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión – deformación es constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original.

- **Inelástico:** Cualquier comportamiento estructural en la cual la relación tensión – deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas.
- **Método de Análisis:** Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, esfuerzos y tensiones en una estructura.
- **Estructura principal:** Se denomina estructura principal, al sistema estructural que soporta el tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.
- **Línea de Influencia:** La línea de influencia puede definirse como una gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función o efecto en una estructura, a medida que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma.

2.5.3 MARCO HISTÓRICO

Se considera que el primer puente fue construido por el año 15,000 A.C. De hecho, se ha dicho que el hombre supo cómo construir puentes antes de conocer cómo construir casas. Los primeros puentes probablemente consistían de cruces de corrientes de agua hechos con troncos de árboles o grandes piedras tendidas a través de arroyos. A éstos últimos se les ha llamado puentes palmoteadores por el sonido que hacían las piedras flojas cuando eran cruzados.

Manterola¹⁹¹; indica que, desde la mas remota antigüedad hasta bien entrado el siglo XIX, el puente arco de piedra constituyen con voluntad de permanecer. Con orígenes no bien conocidos en Asia, el puente arco de piedra alcanza con los romanos la estructura básica que con pocas variaciones, a lo largo de los siglos, va a determinar la forma de resolver el cruce de calzadas y caminos sobre los accidentes naturales.

¹⁹¹ Manterola, Javier, *Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, pág. 2.

Los elementos básicos de un puente arco de piedra son: en primer lugar, el arco formado por dovelas. En segundo lugar, la calzada, cuyo trazado facilita su uso para peatones o caballerías. El relleno entre arco y calzada, constituye el tercer elemento básico, y sirve de transmisor de las acciones de uno a otro elemento.

Para Kardestuncer¹⁹²; la historia del análisis estructural comienza mucho antes de la era antigua de los Egipcios, Romanos y Griegos. Aunque no se consiguen escritos sobre los principios del análisis de estructuras desde esta época, las ruinas actuales indican que ciertos principios de la estática del análisis estructural fueron conocidos por sus constructores. Por ejemplo, Arquímedes (287 – 212 A.C.) introdujo el concepto de centro de gravedad y llevó a su más simple expresión los principios fundamentales de la estática y el equilibrio.

La era de los grandes maestros, como Leonardo Da Vinci (1452-1519), Galileo Galilei (1564-1642), Fontana (1543-1607), y Mimar Sinan (1490-1588) de Estambul, quienes contribuyeron en esta época, tuvieron un gran sentido acerca de las estructuras y sus éxitos se basaron en sus talentos innatos. Son dignos de mencionarla cúpula de San Pedro de Leonardo (el hombre que también introdujo los conceptos de fuerza y de momento), el libro de Galileo “Dos nuevas ciencias” acerca de la teoría de la viga en cantiliver.

Manterola¹⁹³; indica que el arco apuntado, que se conocía en Irán desde el siglo V, no penetra en Europa hasta el siglo XII y se encuentra de una manera frecuente en los puentes desde esta fecha hasta el siglo XVI. De cara a los puentes de piedra, el arco apuntado es un error conceptual. Como hoy sabemos, el antifunicular de cargas, disposición a que debe tender la forma del arco para eliminar o minimizar las tracciones en la fábrica, tiende a ser en un puente exactamente la contraria a ésta, pues el peso se concentra en “riñones” y no en clave. En este sentido los arcos elípticos o los circulares, de dos o tres centros, pueden concentrar más curvatura allí donde hay más carga.

¹⁹² Kardestuncer, Hayrettin, “Introducción al Análisis Estructural con Matrices”, pág. 1.

¹⁹³ Manterola, Javier, Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción, pág. 4.

Para Kardestuncer¹⁹⁴; en la era de los grandes matemáticos que mostraron interés en la mecánica estructural, hombres como Hooke (1635-1703), Johann Bernoulli (1700-1782), Euler (1707-1783), y Lagrange (1736-1813) establecieron los principios fundamentales de los conceptos de energía, la relación entre esfuerzos y deformaciones, las ecuaciones diferenciales de deformaciones y sus soluciones. Su interés fue más bien en la teoría matemática de la elasticidad y sus hallazgos, tales como la ley de esfuerzo – deformación de Hooke, la ecuación de las barras vibrantes de Bernoulli, el pandeo de columnas de Euler y las ecuaciones de flexión de placas de Lagrange, contribuyeron sin duda a la teoría de las estructuras.

Manterola¹⁹⁵; nos indica que, un material que ha coexistido con la piedra en la construcción de puentes, a lo largo de todos los tiempos, ha sido la madera. Sin embargo, el tiempo y el fuego han ido destruyéndolos de manera que no existen puentes anteriores al siglo XVIII. En cuanto a su extensión geográfica solamente se han desarrollado en países de muchos bosques, Suiza y USA principalmente.

Si nos remontamos a la más remota antigüedad tendríamos que hablar, en primer lugar, del puente que Cesar hizo construir sobre el río Rhin y cuyos vestigios nos han llegado a través de Alberti, Giocondo, Palladio Y Rusconsi.

Pues ciertamente el conocimiento de cómo conseguir con elementos lineales pequeños, salvar una luz grande ha sido mucho más difícil de lo que a primera vista parece. Su solución definitiva, en el siglo XIX, ha dado lugar a uno de los logros estructurales más importantes de toda la historia de la construcción. La viga en celosía es su resultado. El nudo, el modo que tienen las piezas de unirse entre sí, y que de una manera fácil y sencilla canalicen los esfuerzos que deben transmitirse a través de ellos, constituye la piedra angular donde reside el funcionamiento de semejante invención.

¹⁹⁴ Kardestuncer, Hayrettin, "Introducción al Análisis Estructural con Matrices", pág. 2.

¹⁹⁵ Manterola, Javier, Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción, pág. 14.

El puente en arco de madera es una transposición del arco de piedra a la madera. Se trata de arcos laminados, obtenidos por la superposición de diversas láminas discontinuas encoladas y grapadas entre sí, que proporcionan inercia al arco, fig. 1.2.08. En el mismo puente Spreuerbrucke en Lucerna, existe una segunda parte constituida por un arco de madera (1400). La estructura arco se utiliza en un gran número de puentes y la familia Grubenmann alcanza 61 m de luz con esta tipología. Con posterioridad se utilizó la madera, a la manera de un arco tradicional como aparece en el puente de Lamber de 1809.

Kardestuncer¹⁹⁶; indica que la era de los grandes ingenieros se puede considerarse como la edad de oro de la ingeniería estructural. Hombres tales como Navier (1785-1836), Saint-Venant (1797-1886), Clapeyron (1799-1864), Airy (1801-1892), Maxwell (1831-1879), Castigliano (1847-1884), Mohr (1835-1918), y Muller-Breslau (1851-1925) utilizaron exitosamente las fórmulas matemáticas desarrolladas en la era anterior para la solución de problemas estructurales. Ellos pueden considerarse más como ingenieros que como matemáticos, aunque sus conocimientos en las ciencias matemáticas fueron sobresalientes. Sus descubrimientos y teoremas fueron la base para el desarrollo de la teoría de las estructuras en la era moderna.

Manterola¹⁹⁷; indica que el desarrollo del puente de madera sigue su propia dinámica en los EEUU. La viga en celosía, pretensada transversalmente por redondos metálicos era fácil de construir y barata pero según la tecnología europea de mala conservación. Theodore Burr une esta celosía al arco en un confuso comportamiento conjunto en el puente de Waterford, y llega a la formidable realización del puente de Trenton sobre el Delaware de 1894 y dos vanos de 61 m de luz. Este puente estuvo en servicio hasta 1909 en que ardió y fue sustituido por un puente en celosía metálica.

Pero la combinación de arco y celosía era difícil de realizar, montar y controlar. Ithiel Town, arquitecto de patente de viga en celosía múltiple, realizada con piezas

¹⁹⁶ Kardestuncer, Hayrettin, "Introducción al Análisis Estructural con Matrices", pág. 2.

¹⁹⁷ Manterola, Javier, Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción, pág. 18.

de madera ordinaria, simplemente pegadas. En 1831, Town, explica como se puede sustituir, en este tipo de vigas, la madera por hierro o fundición, cuya aplicación tuvo una gran utilización en puentes de ferrocarril por todo el mundo. De aquí al puente metálico de Britannia de 1850, el primer puente en viga de alma llena, solo hay un paso.

El puente de madera más notable que se construyó fue el llamado "Colosos Bridge" construido en 1812 de 103.6 m de luz en esquema prácticamente igual a uno de los de Palladio y en disposición mucho más simple y eficaz que los de la familia Schffhausen. Con proyecto de Lewis Wirnwg fue destruido por un incendio en 1838.

Kardestuncer¹⁹⁸; indica que en la era moderna, hombres como G. A. Maney, H. Cross, R. W. Southwell y G. Kani comprendieron que eran necesarios métodos más prácticos para analizar la complejidad de las estructuras. Ellos introdujeron, respectivamente, los métodos de la deflexión de la pendiente, distribución de momentos, relajación y distribución de esfuerzo cortante. Estos métodos llegaron a ser muy utilizados en las oficinas de ingeniería debido a su simplicidad y adaptabilidad para los cálculos manuales. Cada método hace hipótesis que simplifican el cálculo para obtener soluciones, con ciertas aproximaciones, de los problemas estructurales complejos.

Manterola¹⁹⁹; nos dice que, existen muchos factores que determinan la aparición de la primera revolución industrial en la Inglaterra de finales del XVIII, principios del XIX. No nos interesa ahora tratar de este tema, que produjo uno de los cambios más importantes que ha experimentado la humanidad desde la aparición de la agricultura, y ese cambio es la industrialización. Lo que nos interesa a nosotros es sus consecuencias en la construcción, en general, y en el mundo de los puentes en particular.

Se deben considerar tres hechos fundamentales que determinan la enorme

¹⁹⁸ Kardestuncer, Hayrettin, "Introducción al Análisis Estructural con Matrices", pág. 2.

¹⁹⁹ Manterola, Javier, Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción, pág. 19.

evolución que experimentan los puentes en este siglo. El primero es el ferrocarril. Las necesidades del transporte y la extensión del ferrocarril como solución a este problema, determinó la instalación de las vías, de mucha menor flexibilidad para acoplarse al terreno que los caminos para carros. De esto surge la necesidad de realizar una gran cantidad de puentes, cada vez más importantes y sobre lugares alejados y de difícil acceso.

En segundo lugar, el desarrollo de materiales metálicos de características cada vez mejores. La fundición primero, el hierro forjado después y finalmente el acero. Ala fundición, que se obtiene en hormo de coke y que fue desarrollada por la familia de Darby a partir de 1706, tiene un porcentaje de carbono muy elevado, del 2% al 6%. Es un material duro, quebradizo y de trabajabilidad deficiente, pero que por otro lado, es fácilmente moldeable, resiste muy bien la compresión con cargas de rotura de hasta 5000 kg/cm² y no se oxida. Sin embargo tiene una mala resistencia a la tracción, del orden de 150 a 200 kg/cm², lo que la hace inadecuada para la fabricación hasta la mitad del siglo XIX. Su módulo de elasticidad es también muy bajo, del orden de 1.100.000 kg/cm².

Manterola²⁰⁰; afirma que el hierro forjado, puesto a punto a finales del siglo XVIII con la mejora de calidad y el abaratamiento de producción con el horno de pudelado, permitía obtener un material con menos impurezas y menor contenido de carbono. Esto unido a una forja mucho más eficaz, con martillos mucho más poderosos y a la laminación, permitía obtener un material con resistencias a tracción de 600 a 1000 kg/cm² y un módulo de elasticidad del orden de 2.000.000 kg/cm². Estas características le van a permitir la fabricación de vigas laminadas que se mantienen hasta el siglo XX. De hecho, la Torre Eiffel (1889), se fabrica con hierro forjado y no con acero, con el que si se construía en el mismo tiempo, la Sala de Máquinas de Contamin y que ya venía utilizándose en los Estados Unidos desde 1870.

El tercer hecho fundamental que se produce es la cristalización del conjunto de

²⁰⁰ Manterola, Javier, *Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, pág. 20.

planteamientos científicos elaborados con anterioridad y que van a permitir pasar, a lo largo de todo el siglo XIX, de un acercamiento experimental a la respuesta resistente, a un planteamiento científico operativo. Haciendo un rápido repaso a este problema nos encontramos con que Leonardo da Vinci realiza un acercamiento preciso al análisis de las vigas triangulares. Galileo publica en 1638 su obra "Due nuove science" donde plantea la resistencia de materiales y la dinámica. Leibnitz y Newton desarrollan, casi simultáneamente, el cálculo diferencial, en 1675, Robert Hooke, establece en 1678 con el documento "De potentia Restitutiva" la proporcionalidad entre carga y deformación de los muelles. En 1742 con motivo del refuerzo de la cúpula de S. Pedro, Benedicto XIV, encarga su estudio a tres matemáticos célebres que desarrollan el principio de los trabajos virtuales.

Manterola²⁰¹; cita que Bernoulli, a finales del siglo XVII, determina que la curvatura de una viga en un punto es proporcional al momento que actúa en este punto, pero sigue situando la fibra media de la sección en la parte inferior de la viga, como hace Galileo y Mariotte. Euler da en 1759 los primeros valores para controlar el pandeo que se produce en pilares esbeltos obtenidos con los nuevos materiales más resistentes.

En 1809, T. Young, establece el módulo de elasticidad. Navier, en 1826, fija definitivamente la Posición de la fibra media en la sección y presenta un tratado en la Academia de Ciencias que establece el método general de análisis de problemas estáticamente indeterminados. Saint-Venant, en 1853, plantea de una manera rigurosa los problemas de torsión y flexión.

Karl Culmann emprende un viaje a los Estados Unidos en 1849 – 1850, a cuenta del gobierno bávaro, para estudiar los puentes americanos de madera que le proporcionaran las ideas para establecer su cálculo de celosías que rápidamente se extienden por el mundo y que se desarrollan por Ritter, en Zurich, 1882, Mohr y Muller-Breslau, en Alemania y Luigi Cremona, en Italia. El cálculo de arcos fue

²⁰¹ Manterola, Javier, *Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, pág. 20.

desarrollado a finales de 1870 para el cálculo de las grandes estructuras de la Exposición Universal de 1878 y para el diseño del puente de Oporto de Seirig, para la empresa Eiffel. Castigliano muestra en 1873 las relaciones entre las fuerzas, los desplazamientos y la energía interna del sistema, etc.

La reunión de estos tres factores; necesidades de nuevas estructuras para el ferrocarril, puentes, estaciones, etc, desarrollo de los nuevos materiales metálicos y aplicación del conocimiento científico de la resistencia de materiales, unidos a un cambio general de la sociedad en sus intenciones y esperanzas, produjeron un cambio drástico, y de una enorme velocidad en el mundo de los puentes.

El final del siglo XVIII y el principio del siglo XIX puede suponerse como el inicio de la construcción metálica de los puentes. El primer puente metálico, el puente de Coalbrookdale (1776 – 1779) es el resultado de la iniciativa constructiva de Abraham Darby III, heredero de una gran dinastía de fabricantes metálicos, que a principios del siglo XVIII, consiguen reducir el material de hierro por el carbón de coke. Actuando sobre planos elaborados por Thomas Pritchard y John Wilkinson construyen el primer puente en fundición.

El puente metálico empieza conviviendo con el puente de piedra y el puente de madera y poco a poco se va convirtiendo en el material principal para la construcción de puentes hasta la aparición del hormigón armado a principios de este siglo.

Kardestuncer²⁰²; indica que en la era contemporánea se fueron desarrollando poderosos equipos de cálculo, tales como computadores analógicos y digitales, y los ingenieros fueron impulsados a establecer métodos que requieran menos suposiciones en el planteamiento de los problemas, logrando aún mejores resultados. Fue introducido el llamado Método Matricial de análisis de estructuras.

Las ideas en el método matricial no son muy nuevas; están ligadas con los

²⁰² Kardestuncer, Hayrettin, "Introducción al Análisis Estructural con Matrices", pág. 3.

principios establecidos por Castigliano, Maxwell y Muller-Breslau. La única razón para que el método no fuera completamente desarrollado y utilizado en el último siglo se debe a que éste conlleva la solución de numerosas ecuaciones simultáneas. Aún para una pequeña y sencilla estructura, el número de ecuaciones simultáneas podría ser tal que sus soluciones sin computadores no solamente serían impracticables sino aún imposibles.

En el Perú el avance tecnológico en puentes no estuvo ajeno, ya que desde los incas que se las ingenieron para cruzar desniveles o accidentes geográficos para trasladarse de un lugar a otro. En el Perú existen un gran número de puentes de diversos tipos; entre los cuales podemos encontrar los Puentes ferroviarios como el Anche²⁰³ y el Puente Infiernillo²⁰⁴ que cruzan la parte central del país en la misma ruta. Asimismo, contamos con un gran número de puentes colgantes en nuestra red vial, entre los cuales podemos mencionar el Puente Chaullayacu²⁰⁵, Pizana²⁰⁶, Punta Arenas²⁰⁷ en el tramo de la carretera Juanjui-Tocache en la región San Martín.

El Perú actualmente experimenta un gran progreso económico; lo cual hace que se construyan nuevas y mejores obras viales, entre estas se encuentran puentes de gran impacto social y de gran modernidad. En la Región San Martín se construyó el Puente Atirantado Bellavista²⁰⁸ sobre el río Huallaga, que une los valles de las márgenes derecha e izquierda del Biavo en la provincia de Bellavista y Cuñumbuza en la provincia de Mariscal Cáceres. Este puente es del tipo Atirantado Simétrico, con un arreglo de tirantes tipo semi harpa apoyados en 2 torres de concreto armado en forma de diamante con una altura de 58 m, tiene una longitud de 320 m de luz.

²⁰³ WEB: http://es.getamap.net/mapas/peru/lima/_anche_puente/, act. 05/02/2012, visita 12/03/2014.

²⁰⁴ WEB: <http://infraestructuraperuana.blogspot.com/2009/10/puente-infiernillo.html>, act. 25/03/2011, visita 12/03/2014.

²⁰⁵ WEB: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=187978&page=5>, act. 18/07/2012, visita 12/03/2014.

²⁰⁶ WEB: <http://www.proviasnac.gob.pe/frmNoticias.aspx>, act. 15/06/2009, visita 12/03/2014.

²⁰⁷ WEB: <http://infraestructuraperuana.blogspot.com/2009/06/puente-punta-arenas.html>, act. 11/06/2009, visita 12/03/2014.

²⁰⁸ WEB: <http://infraestructuraperuana.blogspot.com/2009/06/puente-punta-arenas.html>, act. 11/06/2009, visita 12/03/2014.

Otro de los grandes puentes en el Perú es el Puente de Integración Brasil – Perú²⁰⁹ que se halla entre Assis Brasil e Iñapari, tiene 110 metros de luz en su segmento más largo, y 62 metros en los laterales. Tiene un ancho de vía de 16.80 metros y la altura de sus torres es de 22.50 metros.

En el año 1998, se construyó un puente colgante peatonal en la misma zona donde se investiga este proyecto, con una luz de 85 m. aproximadamente, con dos torres y dos cables por lado, tenía una cámara de anclaje de concreto ciclópeo, que falló aparentemente debido a la extracción de material aguas arriba, distorsionando la cuenca.

2.6 HIPÓTESIS

“El análisis estructural de por lo menos tres alternativas comparativamente, nos permitirá determinar con precisión la adecuada selección para aplicar en el diseño de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, en el distrito de Tarapoto – San Martín”.

²⁰⁹WEB: http://es.wikipedia.org/wiki/Carretera_Interoce%C3%A1nica, act. 10/10/2012, visita 12/03/2014.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1 MATERIALES

3.1.1 RECURSOS HUMANOS

- ✓ 02 Tesistas investigadores.
- ✓ 01 Asesor de la F.I.C.A.
- ✓ 01 Co-Asesor de la F.I.C.A.
- ✓ Personal de Cómputo y Dibujo.

3.1.2 RECURSOS MATERIALES

- ✓ Textos especializados.
- ✓ Materiales de Oficina (Papel Bond, Tinta para impresora, etc.).

3.1.3 RECURSOS DE EQUIPOS

- ✓ Equipos de Oficina.
- ✓ Equipos de Cómputo.
- ✓ Unidades de Almacenamiento de datos (USB y CD's).

3.1.4 RECURSOS INFORMÁTICOS

- ✓ Información de Internet.
- ✓ Software SAP2000 y CSI BRIDGE.

3.2 METODOLOGÍA

3.2.1 UNIVERSO, POBLACIÓN, MUESTRA

3.2.1.1 UNIVERSO

Se toma como universo a los puentes de la Región San Martín.

3.2.1.2 POBLACIÓN

Se toma como población a los puentes de la Provincia de San Martín.

3.2.1.3 MUESTRA

Se toma como muestra al puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza.

3.2.2 SISTEMA DE VARIABLES

Las variables respecto al tipo y nivel de la presente investigación son las siguientes:

3.2.2.1 Variable Independiente

Como variable independiente se tiene:

- Análisis Estructural de la Superestructura del Puente de las diversas alternativas.

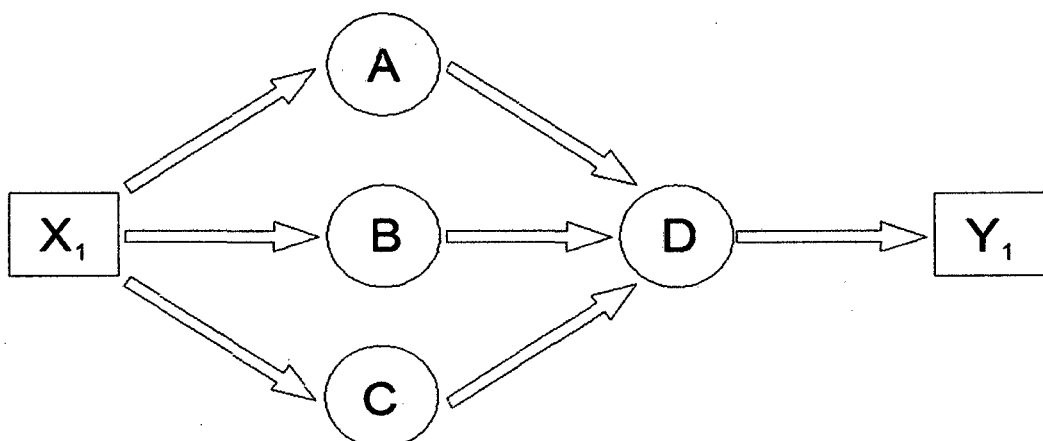
3.2.2.2 Variable Dependiente

- Resultados del análisis estructural de la superestructura del puente de las tres alternativas propuestas para comparar.

3.2.3 DISEÑO EXPERIMENTAL DE LA INVESTIGACIÓN

“Investigación Aplicativa - Comparativa”

El diseño de la investigación tiene el esquema siguiente:



Donde:

- X_1 : equivale a la situación inicial; son las localidades de Santa Rosa – San Juan de Cumbaza sin las propuestas de análisis estructural de la superestructura del puente a compararlas posteriormente.
- A: equivale a todas las acciones desarrolladas por los investigadores, para desarrollar el análisis estructural de la superestructura del puente para la alternativa 1, de un puente simplemente apoyado de tres tramos, el primer y tercer tramo de concreto armado tipo viga losa y el segundo tramo de sección compuesta.
- B: equivale a todas las acciones desarrolladas por los investigadores, para desarrollar el análisis estructural de la superestructura del puente para la alternativa 2, de un puente simplemente apoyado de dos tramos de sección compuesta.
- C: equivale a todas las acciones desarrolladas por los investigadores, para desarrollar el análisis estructural de la superestructura del puente para la alternativa 3, de un puente de tres tramos con arco continuo.
- D: equivale a todas las acciones desarrolladas para realizar la comparación del análisis estructural de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza para las tres alternativas y tomar decisiones.
- Y_1 : corresponde los logros de la investigación; la obtención de los resultados, su contrastación y elaboración del informe final, brindando a las localidades una alternativa de solución para una superestructura de adecuado comportamiento para el puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, en el distrito de Tarapoto – San Martín.

3.2.4 DISEÑO DE INSTRUMENTOS

Con la finalidad de brindar el soporte científico, técnico y tecnológico a esta investigación se ha procedido a efectuar lo siguiente:

En primer lugar, se procedió a recopilar la información bibliográfica existente en los textos especializados en relación con los puentes en general.

En segundo lugar, se ha procedido a revisar los principales conceptos sobre la mecánica estructural, de los sistemas de cargas reglamentarias y de diseño existente y actualizado a la fecha de elaboración de la presente investigación, tanto los Reglamentos y Manuales de Diseño de Puentes.

Por otro lado, se ha efectuado el análisis del puente utilizando métodos aproximados, ya que el SAP2000 utiliza el Método de los Elementos Finitos para las verificaciones de las deformaciones mediante la aplicación de la metodología LRFD.

3.2.5 PROCESAMIENTO DE INFORMACION

Todos los cálculos se han efectuado usando los software's de SAP2000, CSI BRIDGE, Excel, los mismos que han producido resultados que luego se han ido contrastando para detectar errores que se pudieron haber cometido al momento de la digitación.

3.2.5.1 DATOS GENERALES

Longitud total entre eje de apoyos extremos : 90.00 metros.

Tipo de estructura

Primera propuesta : Simplemente Apoyado.

Segunda propuesta : Simplemente Apoyado.

Tercera propuesta : Arco Continuo.

Sobre carga vehicular : HL-93.

3.2.5.1.1 PRIMERA PROPUESTA

3.2.5.1.1.1 Descripción

Para esta propuesta se optó por un puente conformado de tres tramos, el primero y el tercer tramo es de concreto armado tipo viga losa, conformado por unos tramos de 22.50 m. simplemente apoyado. Las vigas principales tienen un peralte de 1.60 m. y base de 0.50 m.

El segundo tramo se de tipo sección compuesta, conformado por un tramo de 45.00 m. simplemente apoyado. Las vigas principales son de sección I o W, de peralte de 1.80 m. y base de 0.60 m.

La estructura portante del tablero forma una estructura tipo emparrillado sobre el cual se encuentra la losa de concreto armado de 0.22 m. de espesor entre la viga principal y varía de 0.20 m. a 0.15 m. en los voladizos. La armadura principal de la losa es perpendicular al eje longitudinal del puente los voladizos tiene una longitud de 1.75 m y sobre ellos descansan dos veredas de 1.20 m de ancho. Transversalmente se han colocado vigas diafragmas espaciadas a 5.625 m. en los tramos de concreto armado de tipo viga losa y en el tramo de sección compuesta se han colocado vigas diafragmas espaciadas a 7.50m con la finalidad de arriostrar la vigas principales y brindar mayor rigidez al tablero. Los principales elementos se presenta en el cuadro N° 01.

3.2.5.1.1.2 Materiales

• Hormigón

El hormigón tendrá las siguientes resistencias:

Losa del Tablero : Concreto $f'_c = 28$ MPa.

Veredas : Concreto $f'_c = 28$ MPa.

Vigas de Concreto Armado : Concreto $f'_c = 28$ MPa.

El módulo de elasticidad del hormigón será calculado por la siguiente relación especificada en la Norma AASHTO LRDF. Fórmula (162).

$$E_c = 0.043y_c^{1.5}\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa.}$$

Dónde:

y_c : Densidad del hormigón (kg/m³).

f_c : Resistencia especificada del concreto en MPa.

$$E_c = 0.043 \times 2,320^{1.5} \sqrt{28} \times 10 = 254,260.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ para } f_c 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El módulo de Poisson se puede asumir como 0.20.

- **Acero de Refuerzo**

El acero de refuerzo deberá cumplir con la norma ASTM A615 Gr 60 para obtener el esfuerzo de fluencia siguiente:

Acero de Refuerzo : $f_y = 420 \text{ MPa}$

- **Acero de Estructural**

Estructura Metálica : Acero ASTM A709 Grado 250

Propiedades del Acero Estructural de Acuerdo al Manual de Puentes del LRFD

Coeficiente de Expansión Térmica: $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Módulo de elasticidad : $E_a = 200,000 \text{ MPa}$

Coeficiente de Poisson : $\nu = 0.3$

Límite Elástico Mínimo : $F_y = 250 \text{ MPa}$

Resistencia a la tracción Mínimo : $F_u = 408 \text{ MPa}$

3.2.5.1.1.3 Predimensionamiento

- **Losa**

El método LRFD establece que la altura mínima para un tablero de concreto armado es de 175mm, excluyendo cualquier tolerancia para el pulido y superficie sacrificable. La separación entre vigas es de 2.60m. El predimensionamiento se calcula de la siguiente manera.

Espesor de Losa:

$$e_1 = 1.2x \frac{(2600+3000)}{30}$$
$$e_1 = 1.2x \frac{(2600+3000)}{30} = 224mm \neq 22cm.$$

.....

Tabla Nº 18

• Vigas Principales

El método LRDF proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo-peralte de la viga, de donde para los casos a desarrollar el predimensionamiento de las vigas serian:

De Concreto Armado – Primer Y Tercer Tramo:

$$Peralte_{viga-C^2A^2} = 0.070(L)$$
$$Peralte_{viga-C^2A^2} = 0.070(22.5) = 1.575m \neq 1.60m$$

.....

Tabla Nº 18

De Acero - Segundo Tramo:

$$Peralte_{viga-A} = 0.040(L)$$
$$Peralte_{viga-A} = 0.040(45) = 1.80m \neq 1.80m$$

.....

Tabla Nº 18

Se presenta la siguiente geometría de la superestructura, que se presenta a continuación:

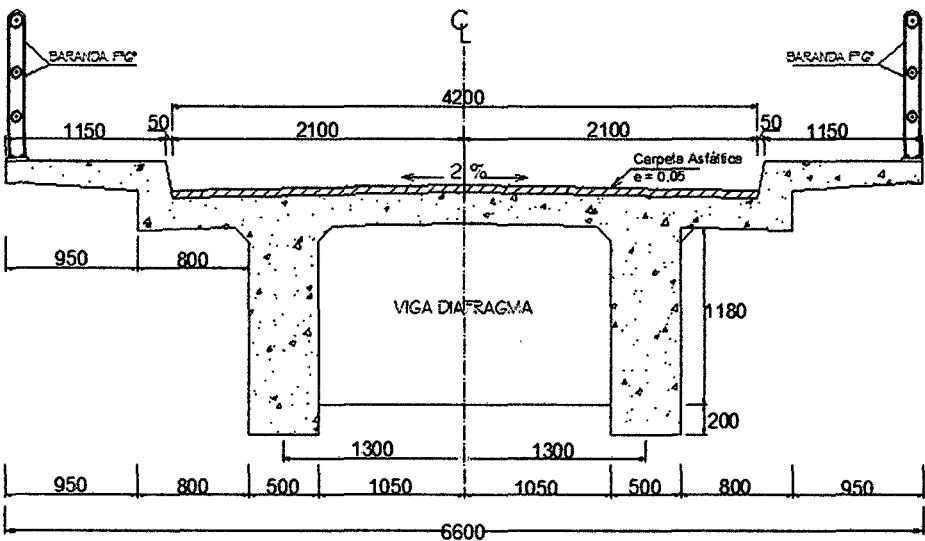


Fig. Nº 085: Concreto Armado – Primer y Tercer Tramo

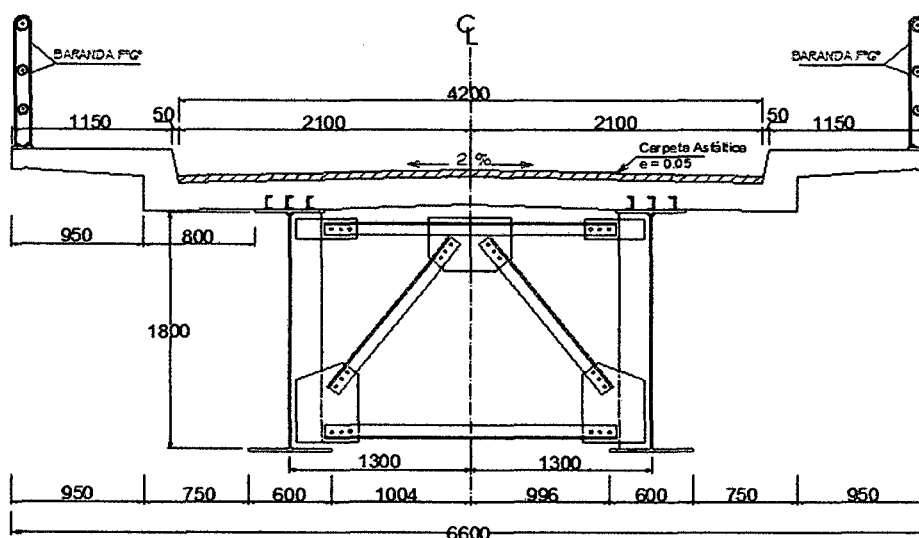


Fig. N° 086: Sección Compuesta – Segundo Tramo

3.2.5.1.1.4 Análisis Estructural

El análisis estructural del puente se ha elaborado en base al proceso constructivo y las cargas que actúan sobre la estructura durante la vida útil del puente.

Se han considerado diversos tipos de cargas, entre ellos: Carga Muerta (DC), carga viva (LL), cargas por efecto de viento (DS), cargas sísmicas (EQ), etc.

Para el análisis lineal se utilizó el programa CSIBridge de Computers & Structures Inc. (CSI). El modelo del puente en el primer y tercer tramo se ha utilizado un tipo de elemento, que es el elemento Shell para todos los elementos estructurales.

El modelo del puente en el segundo tramo se ha utilizado dos tipos de elementos, que son los elementos Frame para las vigas de acero (principales y diafragmas) y Shell para la losa y veredas.

3.2.5.1.1.4.1 Modelo Estructural en CSI Bridge

El modelo del puente se creó en el interfaz del CSIBridge y se ha utilizado dos tipos de elemento como se describió líneas arriba, el tipo Frame y Shell. Para todos los elementos estructurales de la superestructura.

Como se definieron las propiedades de todas las secciones de acuerdo al tipo de material, entonces el programa internamente calcula el peso del puente y adiciona el peso de la superficie de rodadura más la carga peatonal.

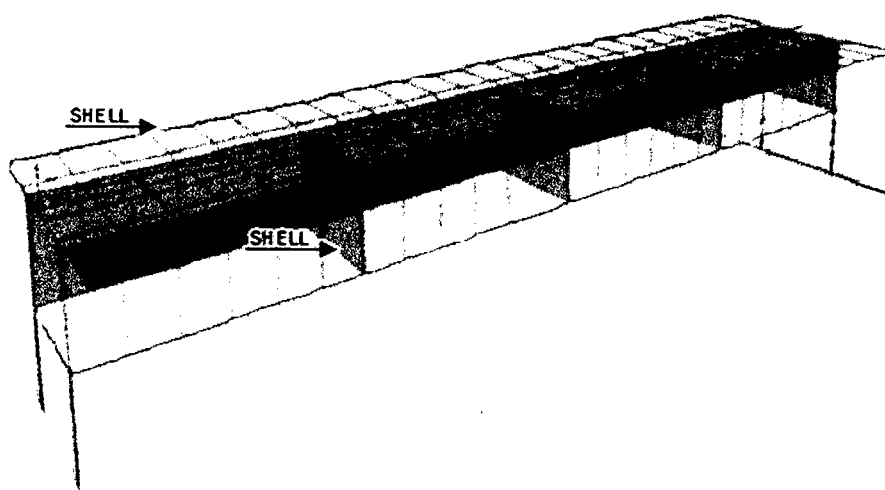


Fig. Nº 087: Modelo Estructural En CSIBridge - Para El Primer y Tercer Tramo.

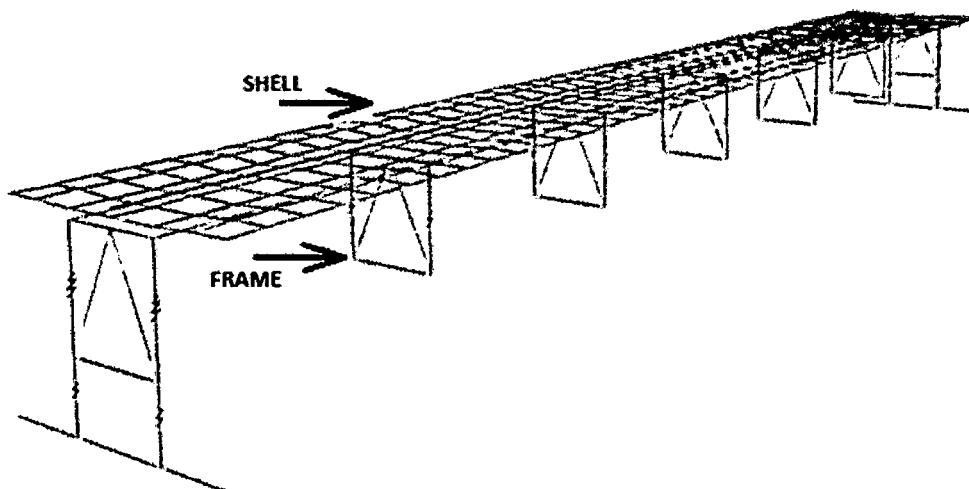


Fig. Nº 088: Modelo Estructural En CSIBridge - Para Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2 Cargas

3.2.5.1.1.4.2.1 Cargas Muertas (DC):

Conformada por el peso propio de la losa, vigas principales, vigas diafragmas, barandas, etc. Para todos los elementos se han utilizado las densidades indicadas en la Tabla Nº 08: Densidades. (AASHTO – LRDF, Tabla Nº 3.5.1-1).

También se tomó la carga lineal de las barandas de 0.100tnf/ml, en cada extremo del puente, que se muestra en las figuras Nº 89 y 90.

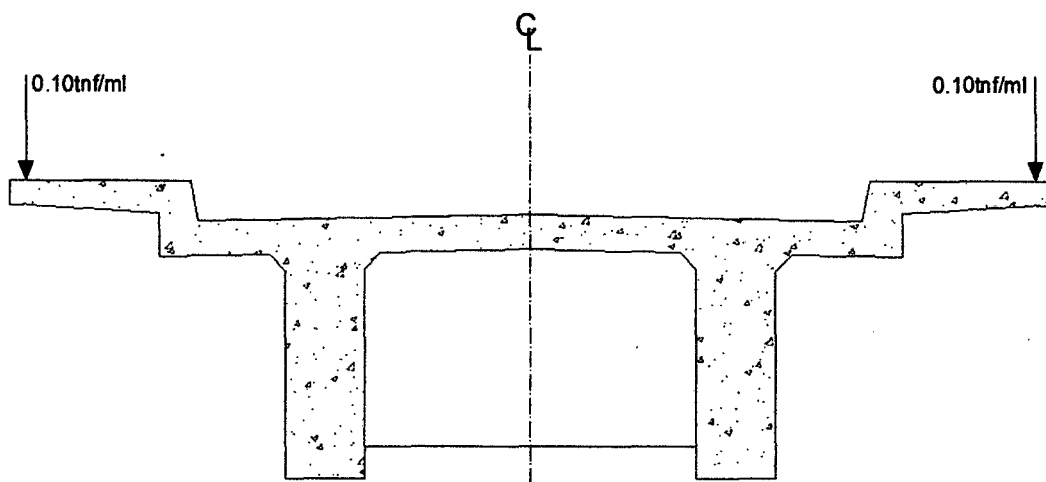


Fig. N° 089: Sección sometida a carga de barandas- Para el Primer y Tercer Tramo.

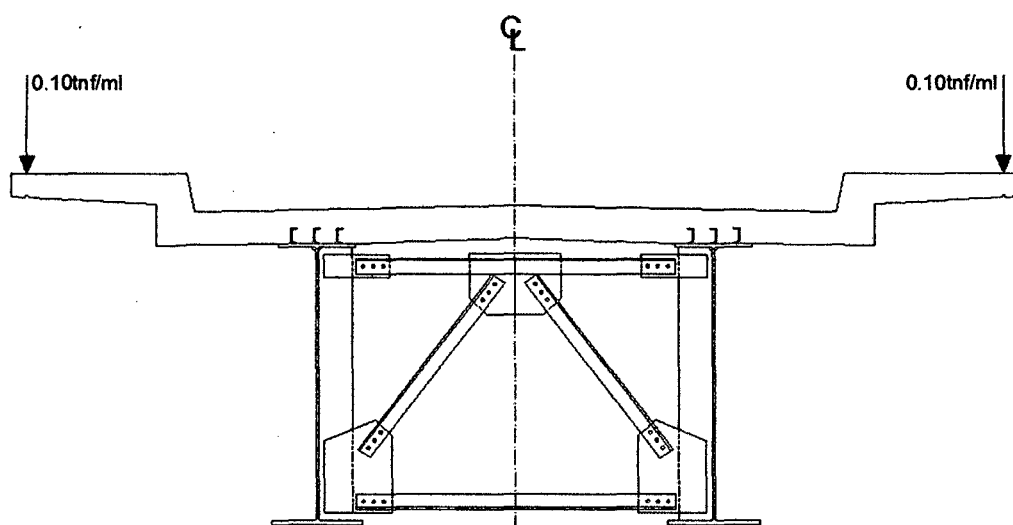


Fig. N° 090: Sección sometida a carga de barandas -Para el Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.2 **Peso de Asfalto (DW):**

La carga de la superficie de rodadura se tomó como una carga distribuida de un pavimento de 0.05m de espesor, es decir es una carga de $2.250 \text{ Tnf/m}^3 \times 0.05 \text{ m} = 0.1125 \text{ Tnf/m}^2$, que se muestra en las siguientes figuras N° 091 y 092.

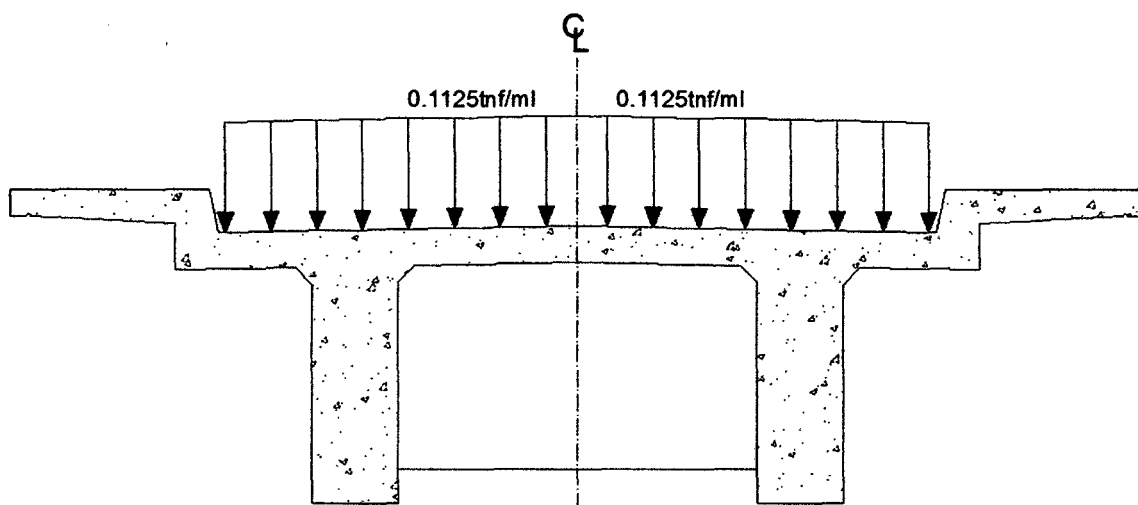


Fig. N° 091: Sección Sometida a Carga de Asfalto - Para El Primer y Tercer Tramo.

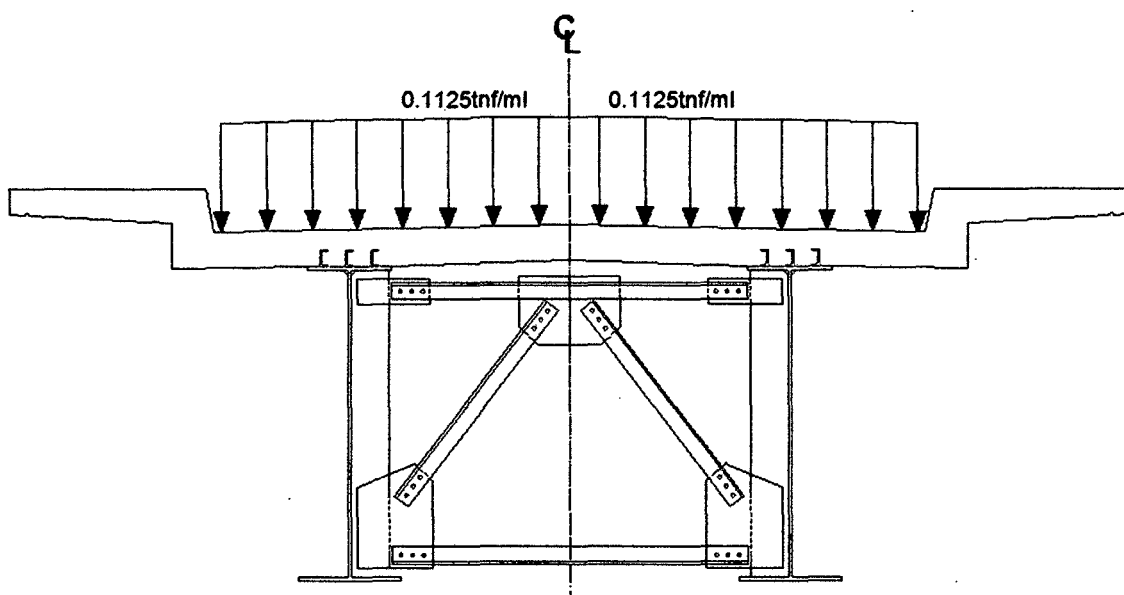


Fig. N° 092: Sección Sometida a Carga de Asfalto - Para el Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.3 Cargas Transitorias: PL y LL

Para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño y la presencia de múltiples sobrecargas deberán satisfacer los requisitos del Manual LRFD.

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- a).- Camión de diseño o tándem de diseño.
- b).- Carga del carril de diseño.

3.2.5.1.1.4.2.4 Carga Peatonal: PL

Se aplicará una carga peatonal de 0.360 Tnf/m^2 en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, que se muestra en las figuras N° 093 y 094.

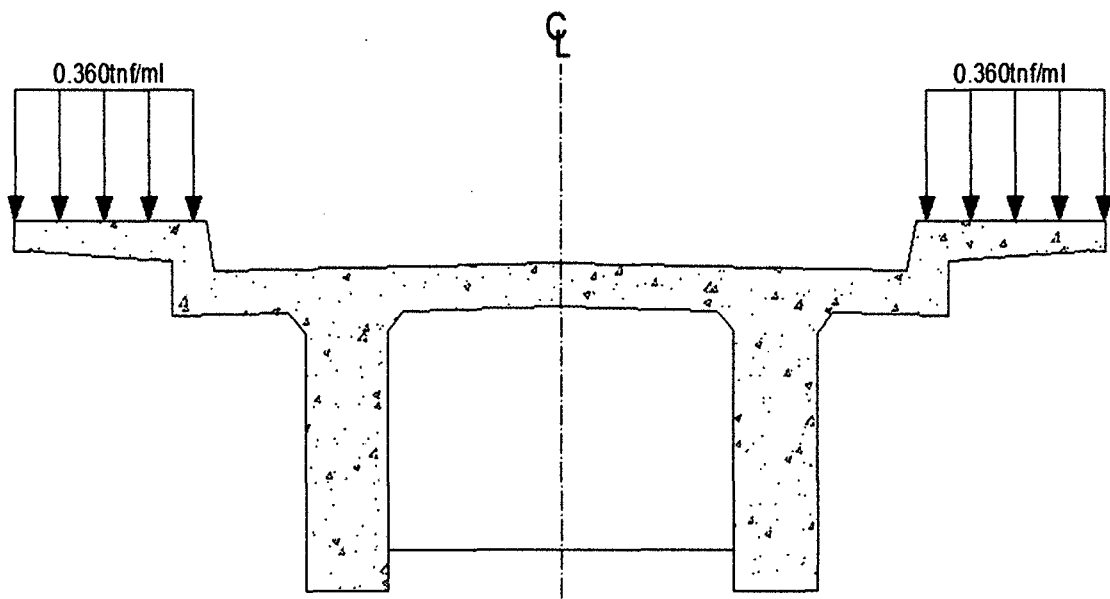


Fig. N° 093: Sección Sometida a Carga Peatonal- Para el Primer y Tercer Tramo.

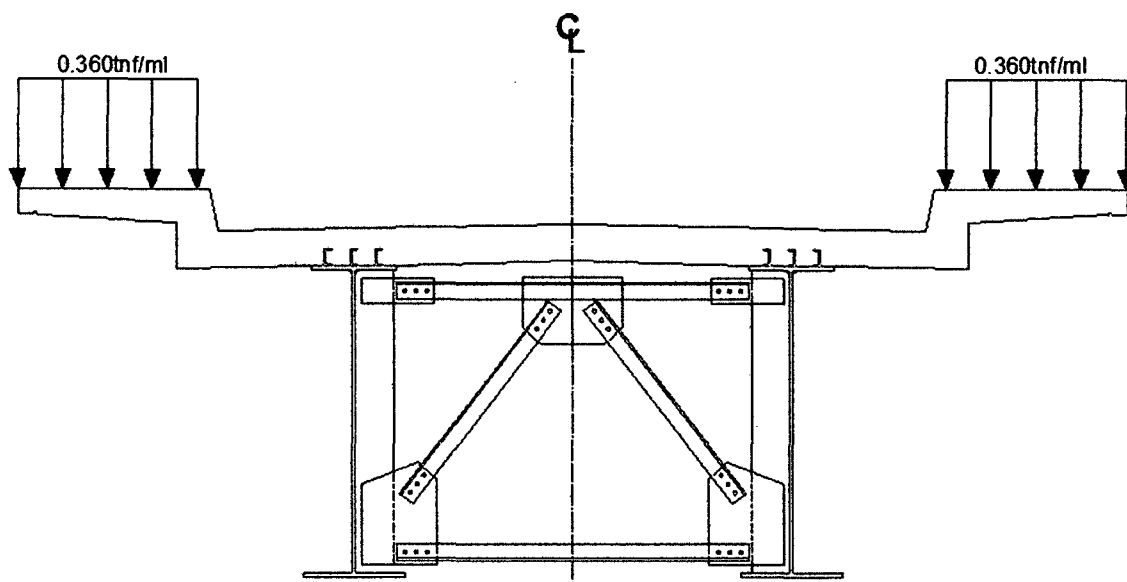


Fig. N° 094: Sección Sometida a Carga Peatonal- Para el Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.5 Cargas Vivas (LL):

Se han determinado siguiendo los procedimientos que indica el "Manual de Diseño de Puentes" (MTC, 2003), el cual se basó en el AASHTO LRFD Bridge Design Specification.

Número de líneas de diseño: Generalmente el número de líneas de diseño debería ser determinado tomando la parte entera de la relación $w/360$, donde w , es el ancho de la superficie de rodadura en cm.

El ancho de la superficie de rodadura es de $w=420\text{cm}$, en consecuencia el número de líneas de diseño será $420/360=1.67$, por consiguiente se utilizara una (01) línea de diseño de 3.60m de ancho como se muestra en las figuras N° 095 y 096.

Bridge Lane Data

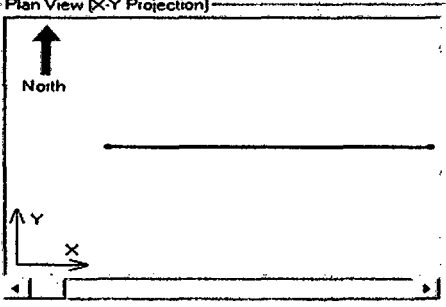
Lane Name: <input type="text" value="LANE1"/>		Coordinate System: <input type="text" value="GLOBAL"/>	Units: <input type="text" value="Tonf, m, C"/>																
Maximum Lane Load Discretization Lengths Along Lane: <input type="text" value="3.048"/> Across Lane: <input type="text" value="3.048"/>		Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/ <input type="text" value="4"/> of Span Length <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/ <input type="text" value="10"/> of Lane Length																	
Lane Data <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Bridge Layout Line</th> <th>Station m</th> <th>Centerline Offset m</th> <th>Lane Width m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>PP1-SR-TE</td> <td>0.</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> <tr> <td>PP1-SR-TE</td> <td>0.</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> <tr> <td>PP1-SR-TE</td> <td>22.5</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> </tbody> </table> <div style="float: right; text-align: center;"> Move Lane... <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </div>				Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	PP1-SR-TE	0.	0.	4.2	PP1-SR-TE	0.	0.	4.2	PP1-SR-TE	22.5	0.	4.2
Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m																
PP1-SR-TE	0.	0.	4.2																
PP1-SR-TE	0.	0.	4.2																
PP1-SR-TE	22.5	0.	4.2																
Plan View (X-Y Projection) 		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Layout Line</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Station</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Bearing</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Radius</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Grade</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>X</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Y</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Z</td><td><input type="text"/></td></tr> </table> <input checked="" type="radio"/> Snap To Layout Line <input type="radio"/> Snap To Lane		Layout Line	<input type="text"/>	Station	<input type="text"/>	Bearing	<input type="text"/>	Radius	<input type="text"/>	Grade	<input type="text"/>	X	<input type="text"/>	Y	<input type="text"/>	Z	<input type="text"/>
Layout Line	<input type="text"/>																		
Station	<input type="text"/>																		
Bearing	<input type="text"/>																		
Radius	<input type="text"/>																		
Grade	<input type="text"/>																		
X	<input type="text"/>																		
Y	<input type="text"/>																		
Z	<input type="text"/>																		
		Objects Loaded By Lane <input checked="" type="radio"/> Program Determined <input type="radio"/> Group																	
		Lane Edge Type Left Edge: <input type="text" value="Interior"/> Right Edge: <input type="text" value="Exterior"/>																	
		Display Color <input type="checkbox"/> <input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>																	

Fig. Nº 095: Para el Primer y Tercer Tramo.

Bridge Lane Data

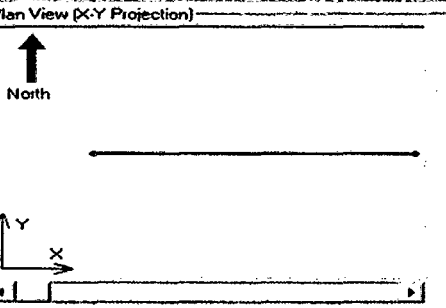
Lane Name: <input type="text" value="LANE1"/>		Coordinate System: <input type="text" value="GLOBAL"/>	Units: <input type="text" value="Tonf, m, C"/>																
Maximum Lane Load Discretization Lengths Along Lane: <input type="text" value="3.048"/> Across Lane: <input type="text" value="3.048"/>		Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/ <input type="text" value="4"/> of Span Length <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/ <input type="text" value="10"/> of Lane Length																	
Lane Data <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Bridge Layout Line</th> <th>Station m</th> <th>Centerline Offset m</th> <th>Lane Width m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>PP-SR-TC</td> <td>0</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> <tr> <td>PP-SR-TC</td> <td>0</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> <tr> <td>PP-SR-TC</td> <td>45.</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> </tbody> </table> <div style="float: right; text-align: center;"> Move Lane... <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </div>				Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	PP-SR-TC	0	0.	4.2	PP-SR-TC	0	0.	4.2	PP-SR-TC	45.	0.	4.2
Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m																
PP-SR-TC	0	0.	4.2																
PP-SR-TC	0	0.	4.2																
PP-SR-TC	45.	0.	4.2																
Plan View (X-Y Projection) 		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Layout Line</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Station</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Bearing</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Radius</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Grade</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>X</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Y</td><td><input type="text"/></td></tr> <tr><td>Z</td><td><input type="text"/></td></tr> </table> <input checked="" type="radio"/> Snap To Layout Line <input type="radio"/> Snap To Lane		Layout Line	<input type="text"/>	Station	<input type="text"/>	Bearing	<input type="text"/>	Radius	<input type="text"/>	Grade	<input type="text"/>	X	<input type="text"/>	Y	<input type="text"/>	Z	<input type="text"/>
Layout Line	<input type="text"/>																		
Station	<input type="text"/>																		
Bearing	<input type="text"/>																		
Radius	<input type="text"/>																		
Grade	<input type="text"/>																		
X	<input type="text"/>																		
Y	<input type="text"/>																		
Z	<input type="text"/>																		
		Objects Loaded By Lane <input checked="" type="radio"/> Program Determined <input type="radio"/> Group																	
		Lane Edge Type Left Edge: <input type="text" value="Interior"/> Right Edge: <input type="text" value="Exterior"/>																	
		Display Color <input type="checkbox"/> <input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>																	

Fig. Nº 096: Para el Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.5.1 Carga en la Línea de Diseño:

La línea de diseño consistirá en una carga de 9.30KN/m (970kgf/m) uniformemente distribuida en la dirección longitudinal.

Transversalmente la carga de la línea de diseño será asumida como uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.00m. Los efectos de fuerza de la cargas de las líneas de diseño no estarán sujetas a efectos dinámicos.

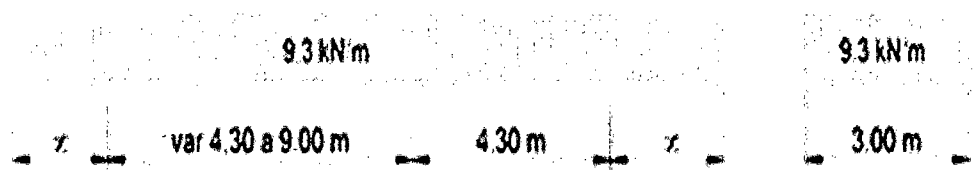


Fig. N° 097: Carga en la línea de Diseño.

3.2.5.1.1.4.2.5.2 Vehículos de Diseño:

Los vehículos de diseño se definieron siguiendo especificaciones del AASHTO-LRFD 2010. Camión HL-93.

El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la línea de carga (línea de diseño). El tándem de diseño consiste en dos ejes de 25kips (110KN) espaciados a 4 pies (1.20m) más la consideración de la amplificación dinámica 33%. La línea de diseño consiste en una carga uniforme de 0.64kips/ft. (9.30KN/m) distribuida sobre todos los tramos del puente. Esta combinación está definida en el programa como HL-93M.

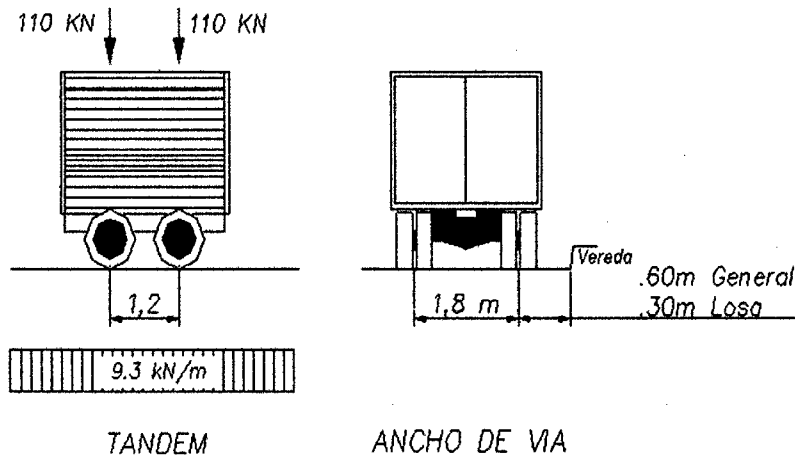


Fig. N° 098: Tandem de Diseño.

General Vehicle Data

Vehicle name: Units:

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Support
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle:
Uniform:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0813	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0813	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0813	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:
☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Fig. N° 099: Modelo Estructural en CSIBridge – Tandem de Diseño.

El efecto de un camión de diseño con espaciamiento variable entre ejes, combinado con el efecto de la línea de carga (carril de carga) de 0.64kips/ft. (9.30KN/m). Esta combinación está identificada en CSIBridge como HL-93K; la carga entre ejes es también amplificada al 33%.

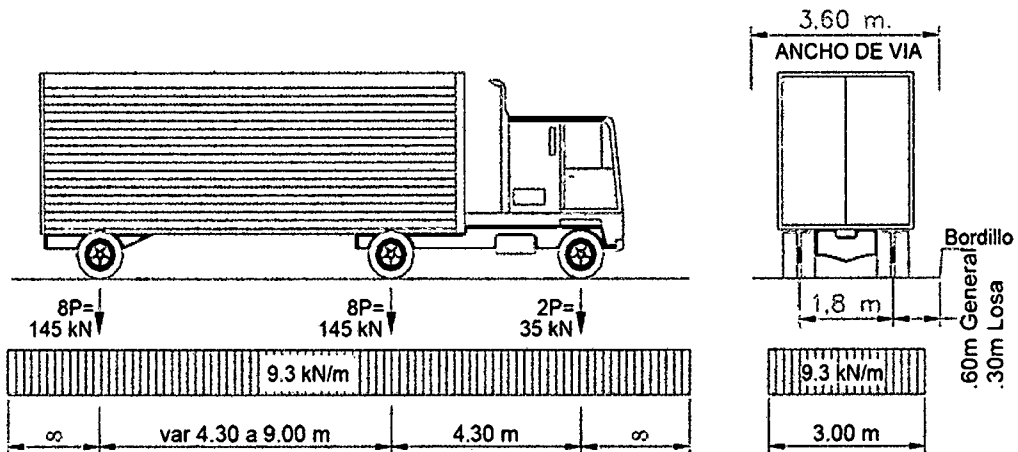


Fig. N° 100: Camión de Diseño HL-93K.

General Vehicle Data

Vehicle name

Units

Floating Axle Loads

Value

Width Type

Axle Width

For Lane Moments

For Other Responses

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Load Plan

Load Elevation

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☒ All Other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge

Lane Interior Edge

Length Effects

Axle

Uniform

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Add

Inset

Modify

Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle's (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (in Lane Longitudinal Direction)

OK

Cancel

Fig. N° 101: Modelo Estructural en CSIBridge – Camión de Diseño HL-93K.

Para momentos negativos entre puntos de inflexión: 90% del efecto de un tren de carga combinado con el 90% del efecto del carril de carga. El tren de cargas consiste en dos camiones de diseño espaciados una distancia mínima de 50' (15m) entre el eje delantero de un camión y el eje posterior del otro camión.

La distancia entre los dos ejes de 32kips deberá ser de 14' (4.30m) para cada camión. Los puntos de inflexión se evalúan según la separación entre camiones. Esta combinación está identificada en CSI Bridge como HL-93S.

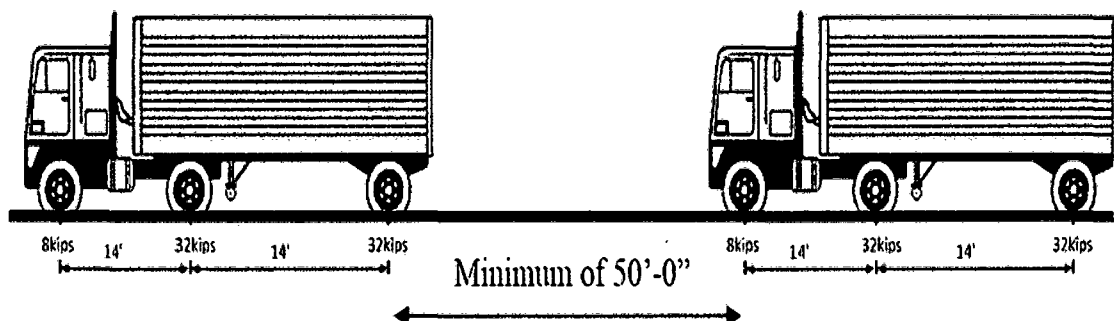


Fig. N° 102: Camión de Diseño HL-93S.

General Vehicle Data

Vehicle name

Units

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	<input type="text" value="0.0000"/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text" value=""/>
For Other Responses	<input type="text" value="0.0000"/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text" value=""/>

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage
☒ Lane Negative Moments at Support
☒ Interior Vertical Support Forces
☐ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge
 Lane Interior Edge

Length Effects
 Axle
 Uniform

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Lagging Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048			

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (in Lane Longitudinal Direction)

Fig. N° 103: Modelo Estructural en CSIBridge – Camión de Diseño HL-93S.

De acuerdo a lo indicado líneas arriba se ha especificado tres sistemas de carga móvil, luego se ensambla estas cargas móvil a un vehículo clase cuyo nombre es HL-93 donde se encontraran los tres sistemas propuestos, HL-93M, HL-93K y HL-93S.

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93K-1	<input type="text" value="1.0000"/>
HL-93K-1	<input type="text" value="1.0000"/>
HL-93M-1	<input type="text" value="1.0000"/>
HL-93S-1	<input type="text" value="1.0000"/>

Fig. N° 104: Modelo Estructural en CSIBridge – Camión de Diseño HL-93.

3.2.5.1.1.4.2.6 Análisis de Losa

Para el análisis de los momentos flectores máximos que se producen en la sección transversal debido a la sobrecarga vehicular se considera una carga equivalente a una línea de eje transversal del camión. La carga se colocara a 0.30m de la cara del guardarruedas o bordillo.

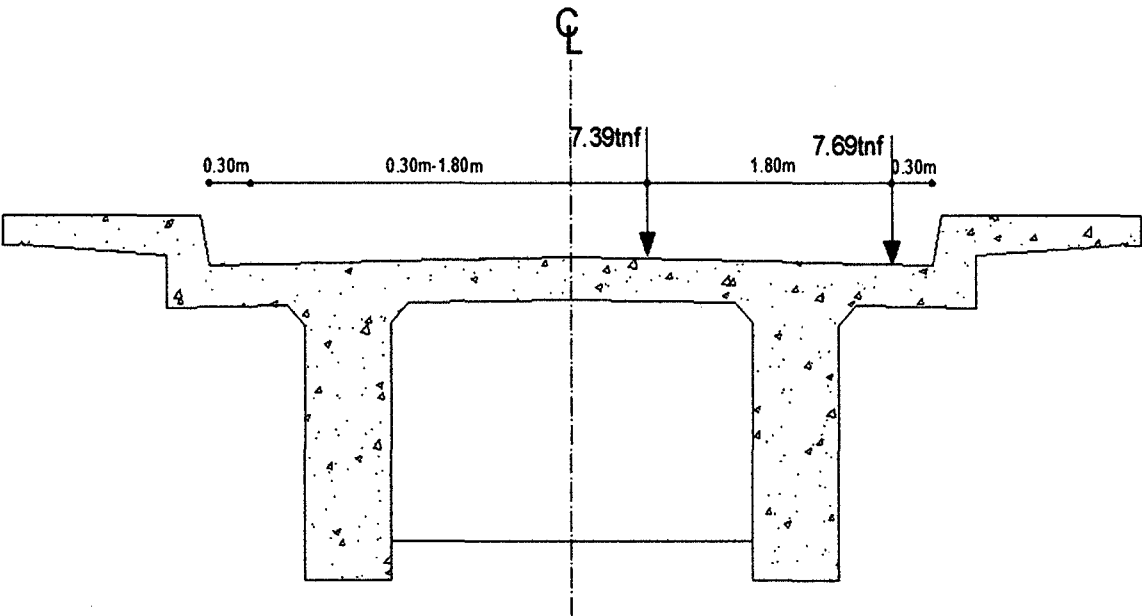


Fig. Nº 105: Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa - Para el Primer y Tercer Tramo.

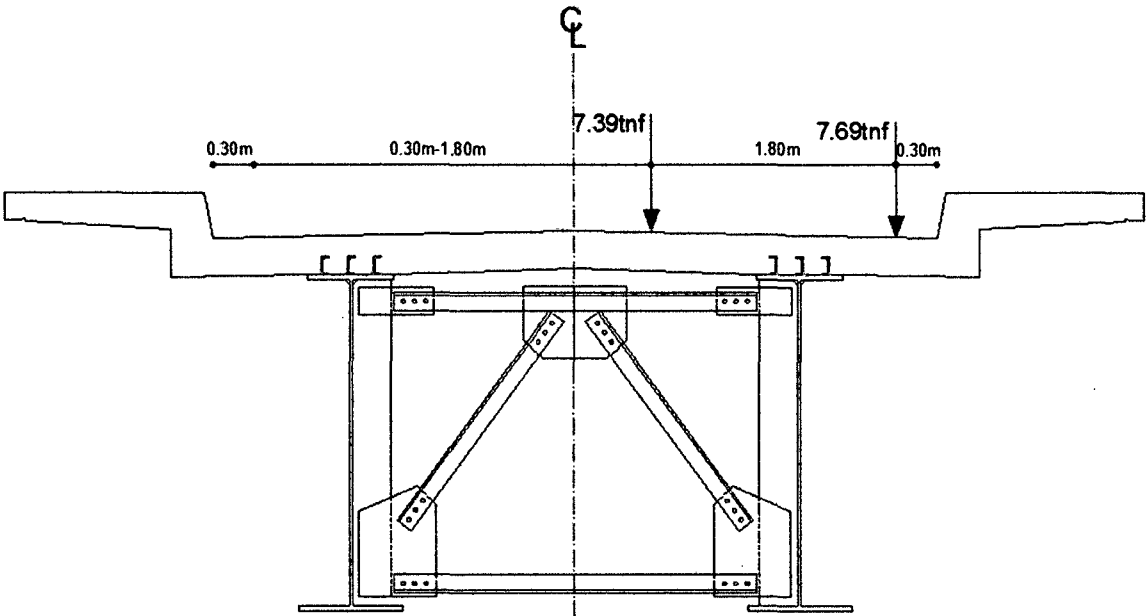


Fig. Nº 106: Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa - Para el Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.7 Analisis de la Viga Diafragma

Las vigas diafragma son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas principales, en apoyos y puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir las fuerzas laterales. En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones del AASHTO que sugerirán se les coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro.

Para analizar los diafragmas la sobrecarga móvil deberá tener las siguientes ubicaciones.

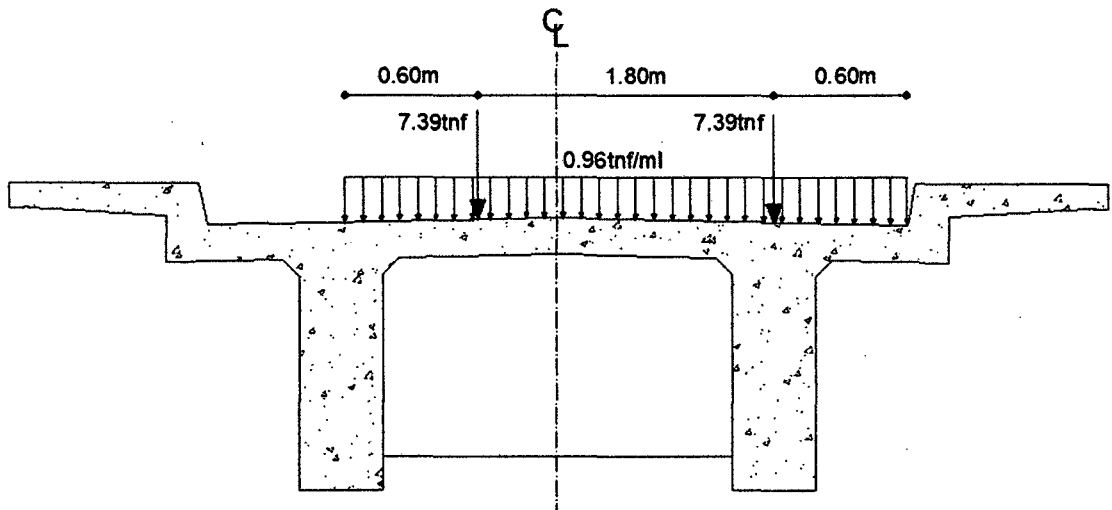


Fig. Nº 107: Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma - Para el Primer y Tercer Tramo.

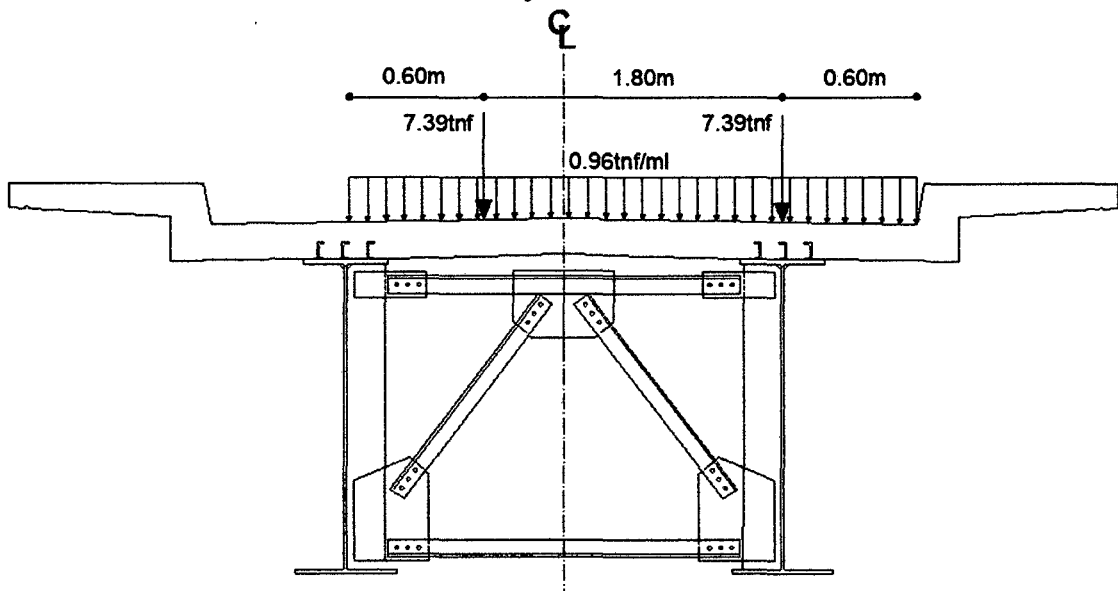


Fig. Nº 108: Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma - Para Segundo Tramo.

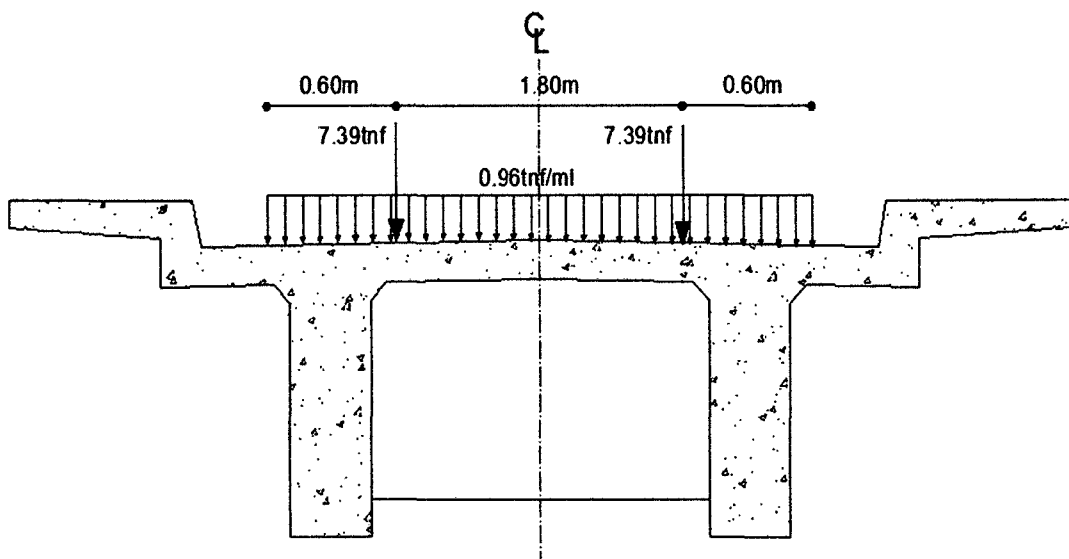


Fig. Nº 109: Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma - Para el Primer y Tercer Tramo.

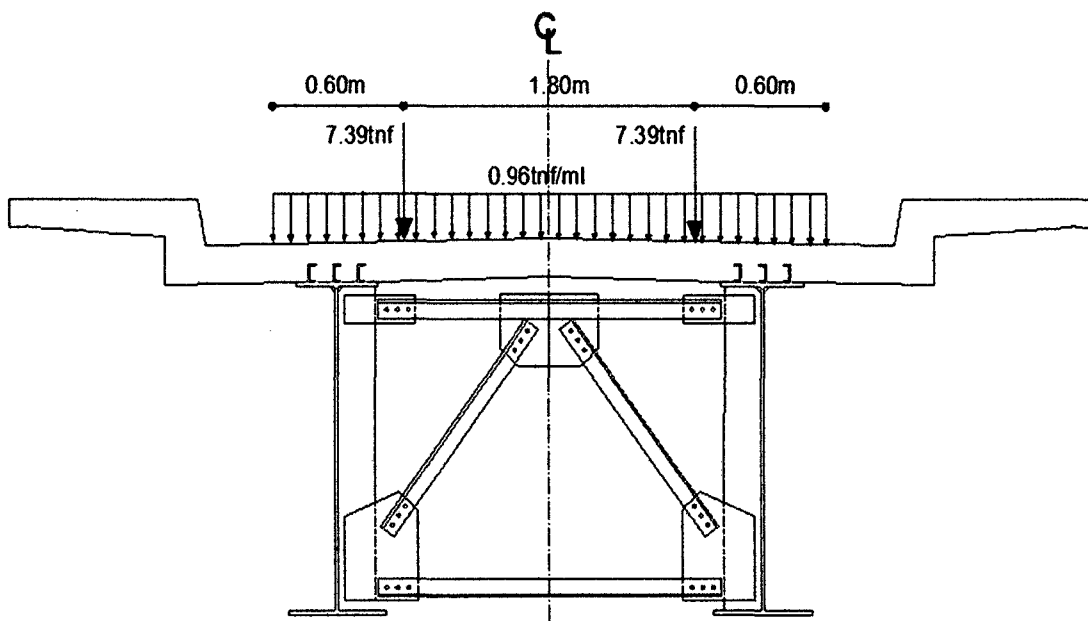


Fig. Nº 110: Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma - Para Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.8 Efectos Dinámicos:

Quando los vehículos pasan a su velocidad de diseño producen vibraciones sobre la estructura y dicha vibración amplifica la carga estática de los vehículos, para considerar ese efecto se utilizaran los factores de ampliación de carga dinámica que indica la tabla Nº 09 (AASHTO – LRDF, Tabla Nº 3.6.2.1-1).

En el CSIBridge se incrementó en 33% la carga de tándem y del camión de diseño de manera particular sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Fuerza de frenado BR: Para la fuerza de frenado consideraremos toda la longitud del puente, L=22.50m. Esta fuerza se toma el máximo de lo siguiente:

25% del camión de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(3.5 + 14.5 + 14.5) = 8.125 \text{ Tn}$$

25% del tándem de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(11 + 11) = 5.50 \text{ Tn}$$

5% del camión de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(3.5 + 14.5 + 14.5) + (22.50 \times 0.970)] = 2.72 \text{ Tn}$$

5% del tándem de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(11 + 11) + (22.50 \times 0.970)] = 2.19 \text{ Tn}$$

La fuerza de frenado será:

$$BR_{\text{neto}} = (BR_{\text{Single Lane}}) \times (\# \text{Carriles}) \times (\text{FMP})$$

$$BR_{\text{neto}} = (8.125) \times (1) \times (1.2) = 9.75 \text{ Tn}$$

El valor de presencia múltiple se tomará de la AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.6.1.1.2-1.

Fuerza de frenado BR: Para la fuerza de frenado consideraremos toda la longitud del puente, L=45.00m. Esta fuerza se toma el máximo de lo siguiente:

25% del camión de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(3.5 + 14.5 + 14.5) = 8.125 \text{ Tn}$$

25% del tándem de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(11 + 11) = 5.50 \text{ Tn}$$

5% del camión de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(3.5 + 14.5 + 14.5) + (45.00 \times 0.970)] = 3.80 \text{ Tn}$$

5% del tándem de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(11 + 11) + (45.00 \times 0.970)] = 3.28 \text{ Tn}$$

La fuerza de frenado será:

$$BR_{\text{neto}} = (BR_{\text{Single Lane}}) \times (\# \text{Carriles}) \times (\text{FMP})$$

$$BR_{\text{neto}} = (8.125) \times (1) \times (1.2) = 9.75 \text{ Tn}$$

El valor de presencia múltiple se tomará de la AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.6.1.1.2-1.

Se asumirá que esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de 1.80m por encima de la superficie de rodadura en la dirección longitudinal para causar los efectos de fuerza extrema.

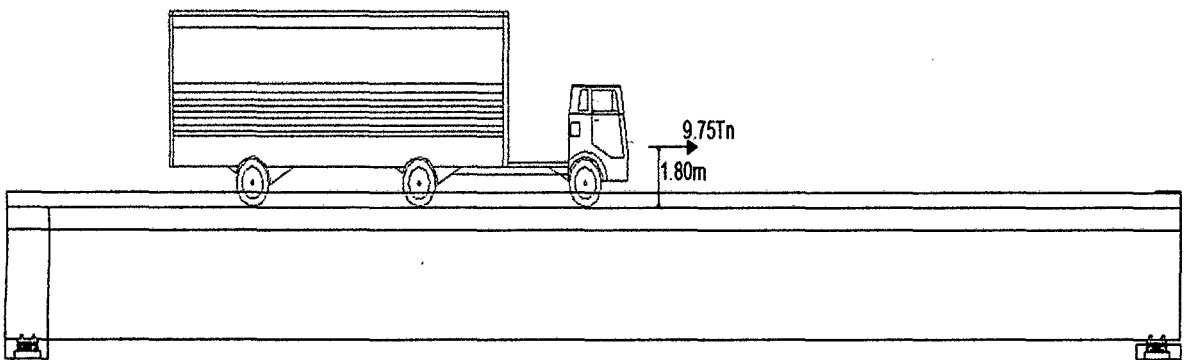


Fig. N° 111: Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93 - Para el Primer y Tercer Tramo.

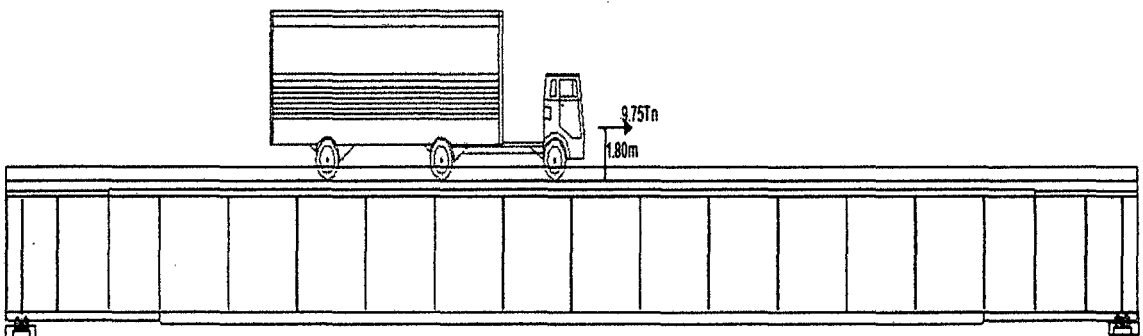


Fig. N° 112: Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93- Para el Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.9 Cargas de Viento (WL y WS):

Presión horizontal del viento:

Las presiones especificadas en el AASHTO – LRFD 2010 asumen que son causadas por una velocidad de diseño de viento, $V_B=160\text{km/h}$. Las cargas de viento se asumen como uniformemente distribuidas sobre el área expuesta al viento. El área expuesta es la suma de las áreas de todos los componentes, incluyendo los sistemas de piso y barandas que se vería en una elevación perpendicular a la dirección asumida del viento.

Esta dirección puede ser variada para determinar los efectos extremos de dichas fuerzas sobre la estructura y sus componentes.

Las áreas que no contribuyen en el efecto de fuerza extrema pueden ser despreciadas en el análisis.

Para puente o partes de puentes a 10.00m por encima del nivel de terreno o agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , deber ser ajustado de acuerdo a:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Fórmula N° 154}$$

El AASHTO – LRFD 2010 indica que V_{10} puede ser extrapolado de:

- Los mapas eólicos. (ver figura N° 114).
- Estudios específicos de viento.
- En ausencia de un buen criterio, se puede asumir que $V_{10}= V_B=160\text{km/h}$.

El manual de diseño de puente, MTC 2003, denomina C a la relación $2.5 (V_0/V_B)$ y muestra lo siguiente:

$$V_{DZ} = CV_{10} \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \geq V_{10} \quad \text{Fórmula N° 155}$$

Donde los valores de C y Z_0 se pueden extraer de la tabla 2.4.3.10.1-1 del Manual de Diseño de Puentes - MTC 2003, para diferentes zonas.

Del mapa eólico del Perú de la figura N° 114, se puede interpolar la velocidad V_{10} para la zona del puente.

Con ayuda del mapa eólico del Perú, V_{10} , resulta ser 55km/h. Como el puente se encuentra dentro de la ciudad de la provincia de San Martín en zona urbana utilizaremos $C=0.485$ km/h, $Z_0=0.8$ m, $Z=10.00$ m. Por consiguiente la velocidad de diseño, V_{DZ} , es:

$$V_{DZ} = 0.485 \times 55 \times \ln\left(\frac{10}{0.8}\right) = 67.37 \frac{\text{km}}{\text{h}} \geq 55 \frac{\text{km}}{\text{h}} .$$

Presiones de viento sobre estructuras:

Si se justifica por condiciones locales, se puede elegir una velocidad diferente de diseño del viento para combinaciones de carga que no involucren el viento en la carga viva. La dirección del viento de diseño se puede asumir como horizontal, a no ser que se especifique lo contrario en el artículo 3.8.3 de la AASHTO LRFD 2010. En ausencia de datos precisos, las presiones de viento, en MPa, se pueden determinar con:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25,600} \quad \text{Fórmula N° 156}$$

Donde V_B es la velocidad básica del viento, que para el código peruano es de 160 km/h, y P_B es la presión básica que se puede extraer de la tabla N° 14 (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.8.1.2.1-1).

Como la estructura del puente es a base de vigas, entonces la presión de diseño en la zona del barlovento será:

$$P_D = 0.0024 \left(\frac{67.37^2}{25,600}\right) = 0.000425 \frac{\text{MPa}}{\text{m}^2} = 0.0425 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Para el diseño en la zona del sotavento será: NA.

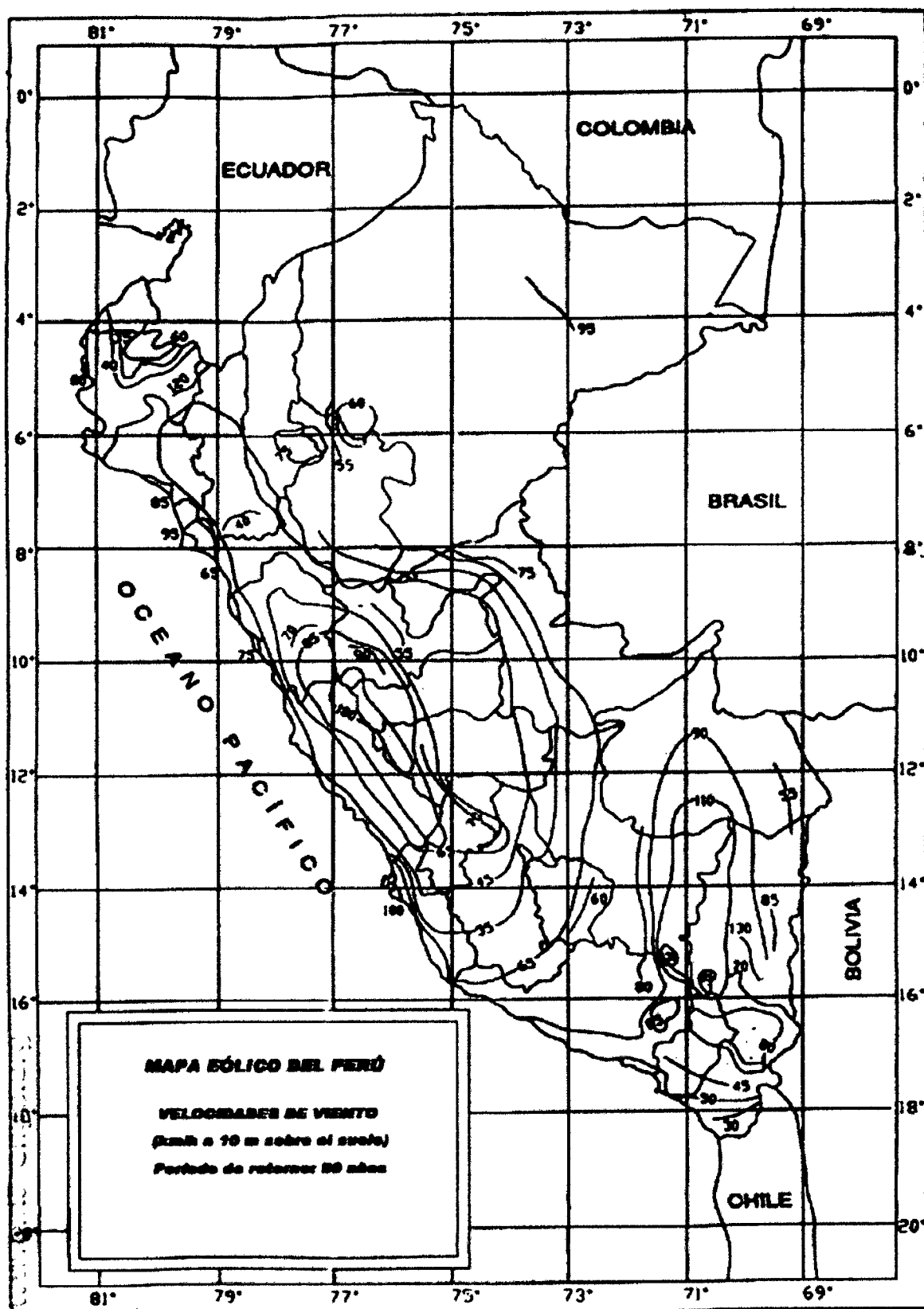


Fig. Nº 113: Mapa Eólico Del Perú.

Presión vertical de viento:

Se considerara una fuerza vertical hacia arriba uniformemente distribuida por unidad de longitud del puente, con una magnitud igual a 96kg/m² (100kgf/m²) multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta carga lineal longitudinal se aplicara en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con la carga horizontal calculada anteriormente.

Como el tablero tiene un ancho total de 6.60m, entonces el valor de la fuerza será:

$$W_{DV} = P_{DV} \times W = 96 \times 6.60 = 0.633 \frac{Tn}{m}$$

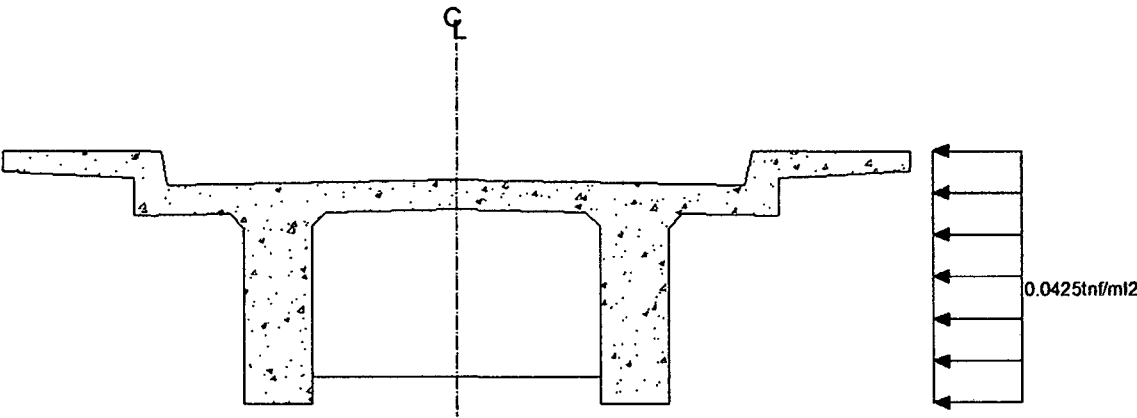


Fig. Nº 114: Sección Sometida a Presión de Viento en Barlovento - Primer y Tercer Tramo.

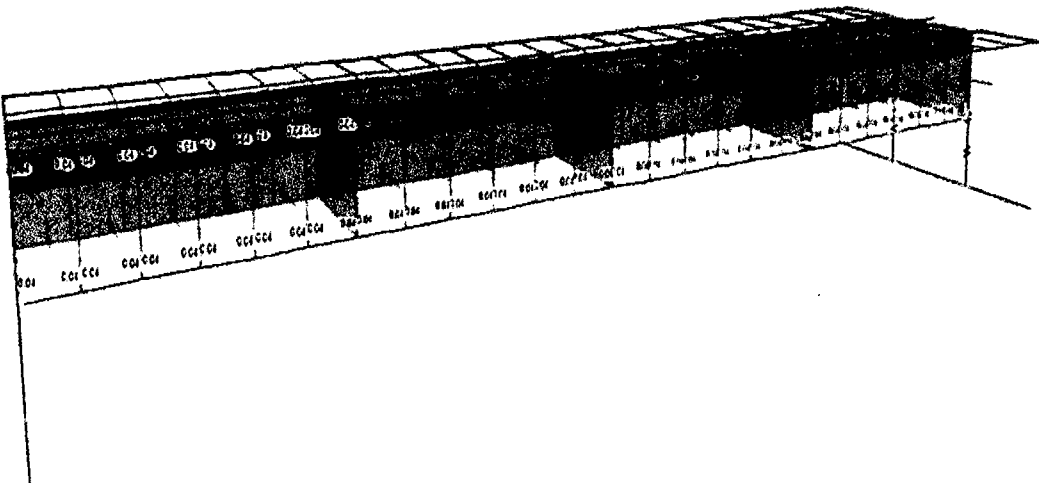


Fig. Nº 115: Modelo tridimensional Sometida a Presión de Viento en Barlovento- Primer y Tercer Tramo.

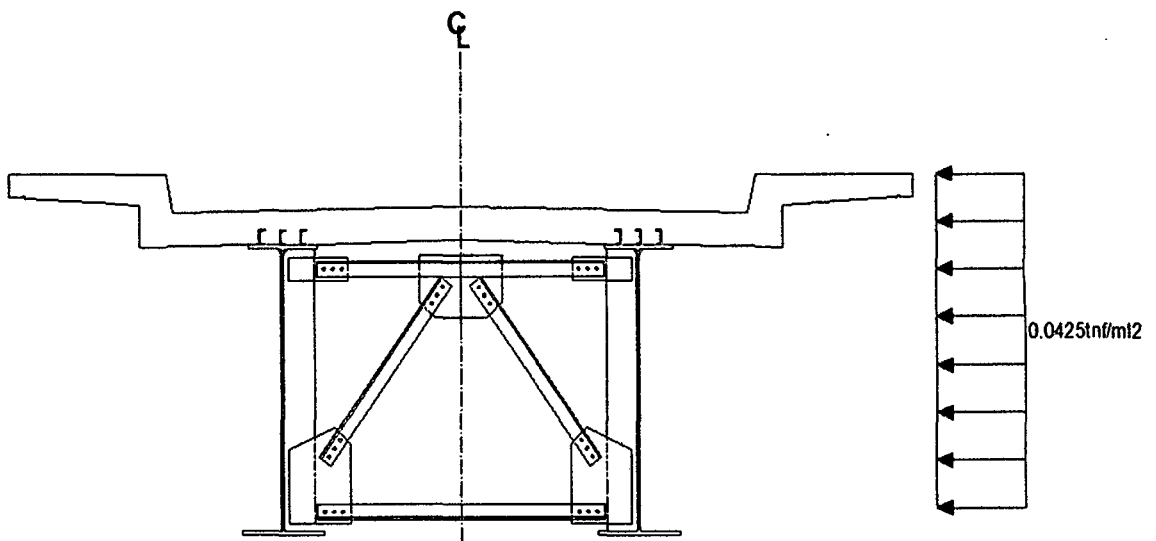


Fig. Nº 116: Sección Sometida a Presión de Viento en Barlovento - Segundo Tramo.

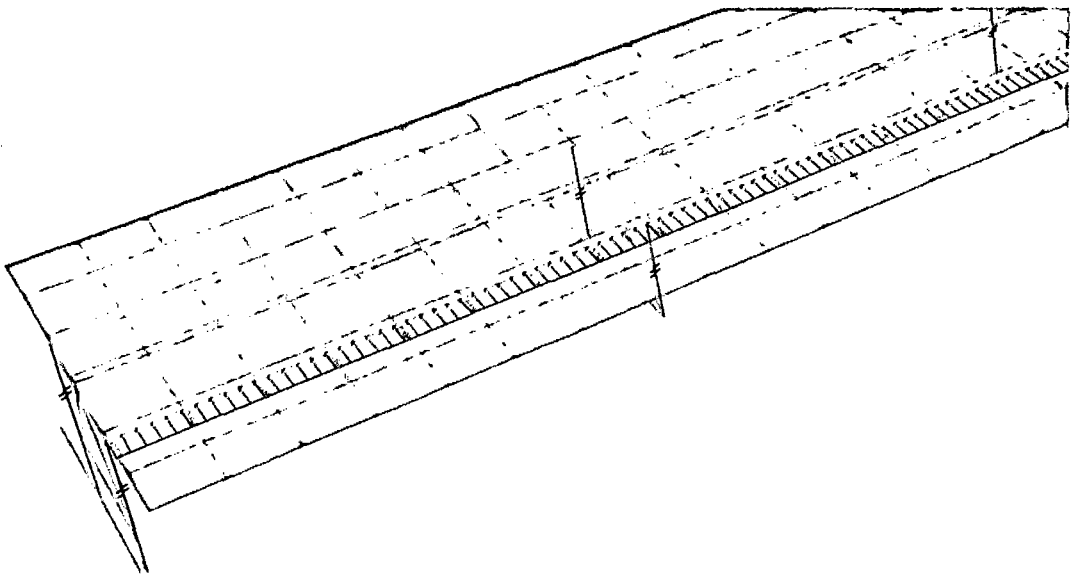


Fig. Nº 117: Modelo tridimensional Sometida a Presión de Viento en Barlovento - Segundo Tramo.

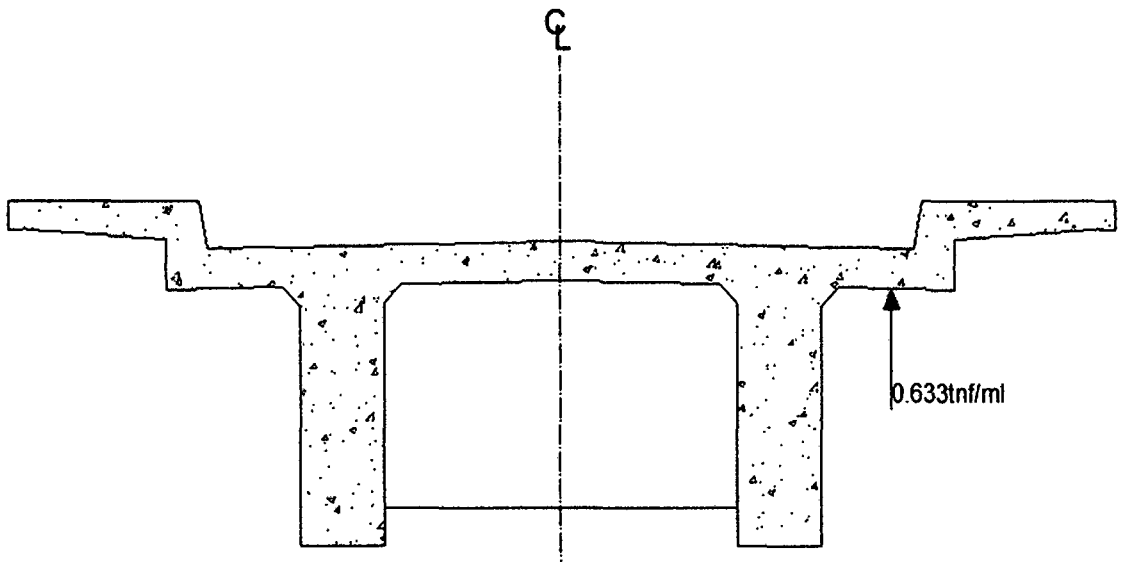


Fig. Nº 118: Sección Sometida a Presión Vertical de Viento- Primer y Tercer Tramo.

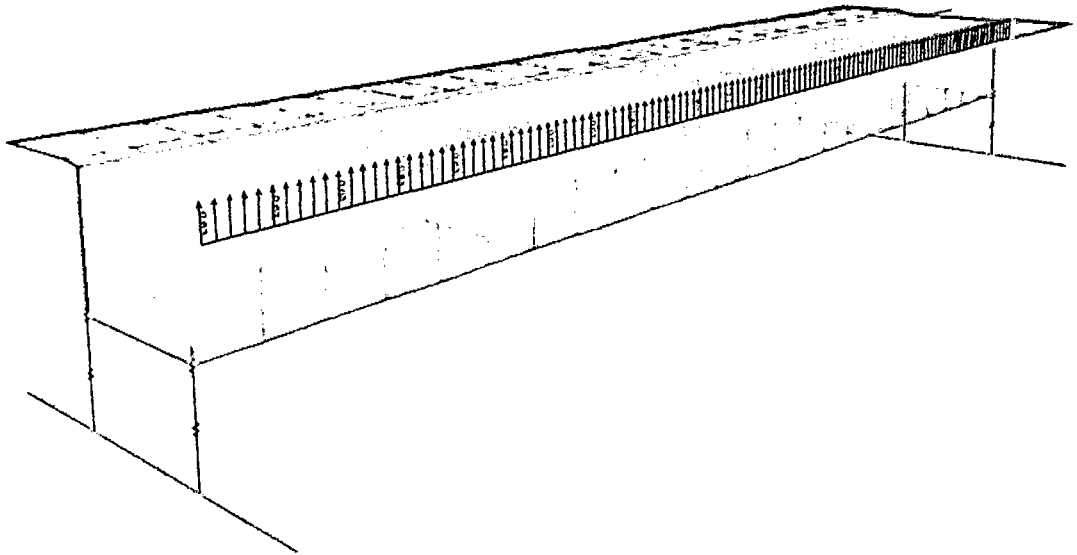


Fig. Nº 119: Modelo tridimensional Sometida a Presión Vertical de Viento - Primer y Tercer Tramo.

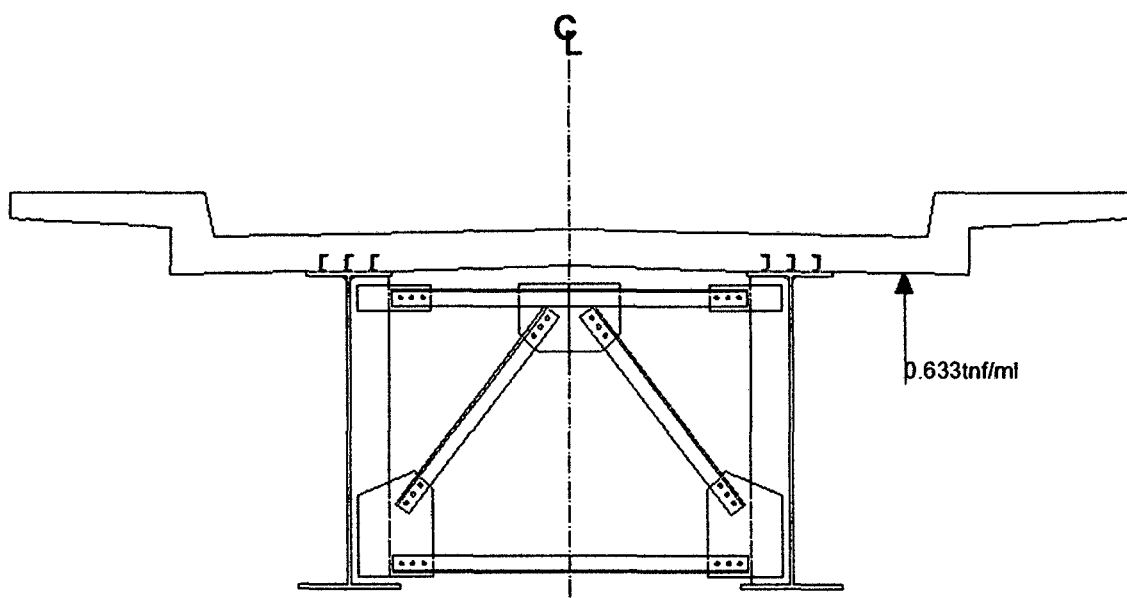


Fig. N° 120: Sección Sometida a Presión Vertical de Viento - Segundo Tramo.

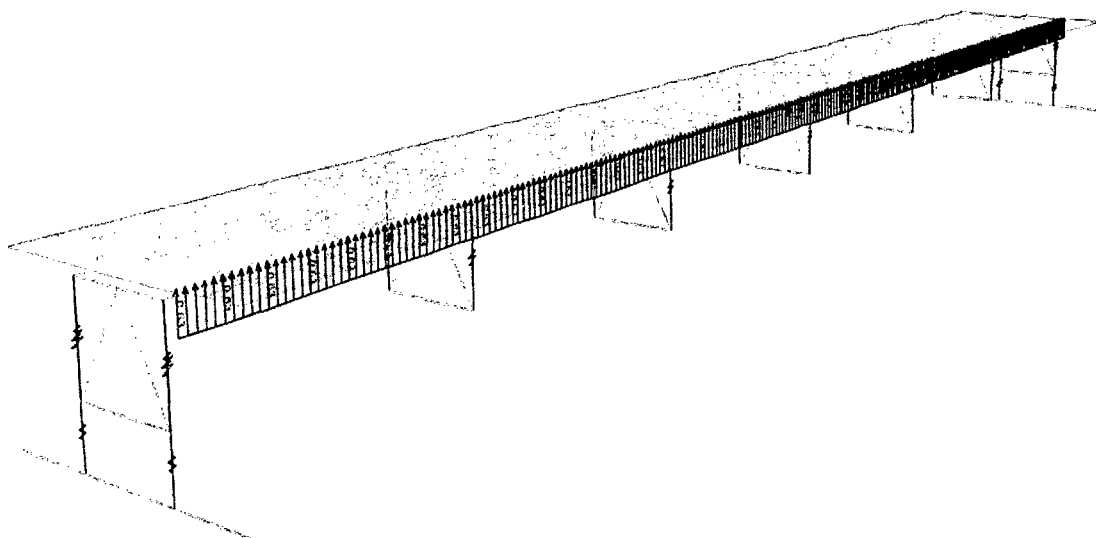


Fig. N° 121: Modelo tridimensional Sometida a Presión Vertical de Viento - Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.10 Cargas de Sismo (EQ):

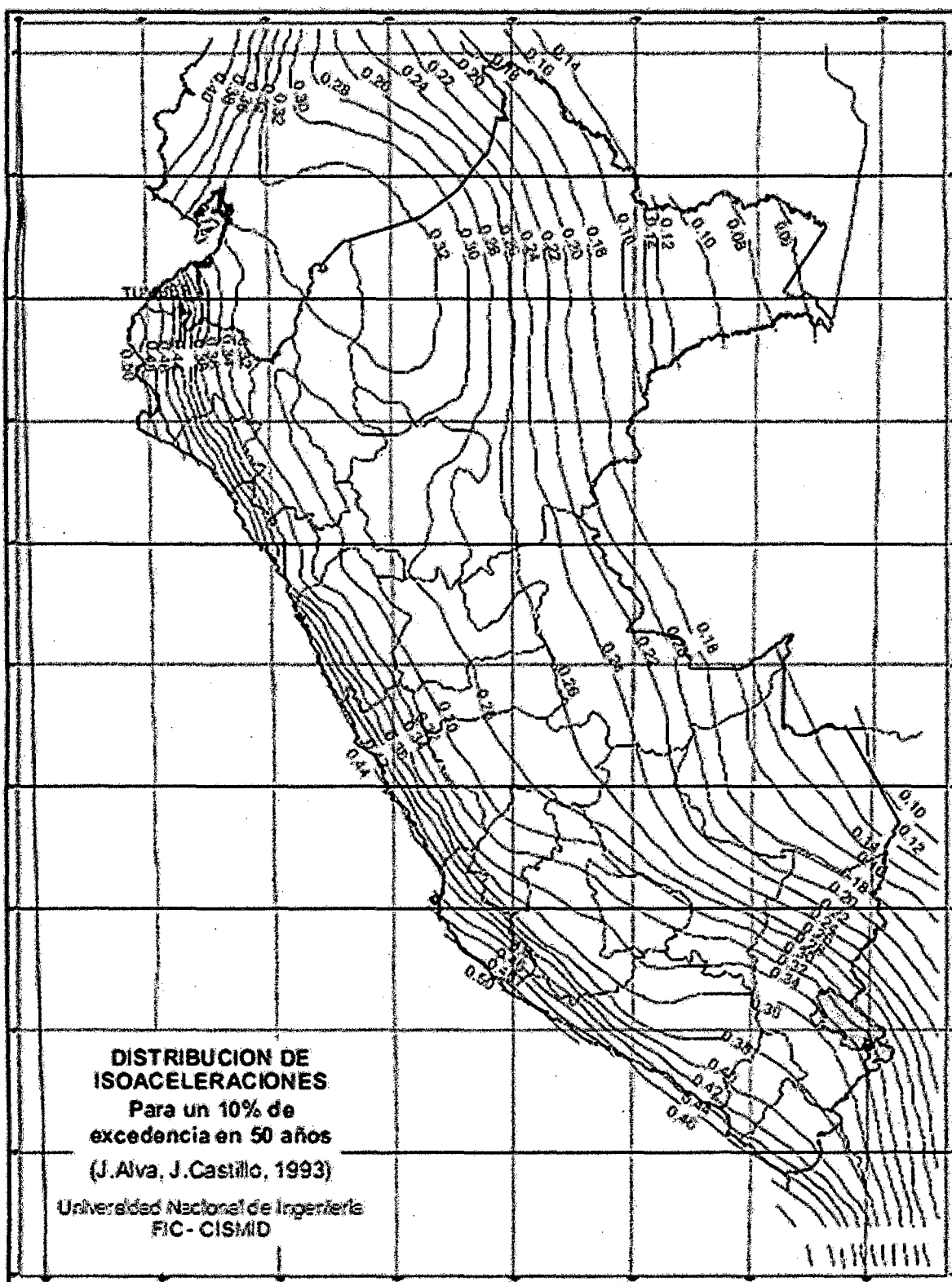
Las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.4 del AASHTO LRFD 2010, en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{SM} , especificado en el Artículo 3.10.6 del mismo, y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R , especificado en el Artículo 3.10.7.1 del AASHTO LRFD 2010.

Los requisitos especificados en el AASHTO LRFD 2010 se deben aplicar para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y reticuladas cuyas longitudes no sean mayores que 150m. Para otros tipos de construcción y puentes de más 150m de longitud deberá especificar y/o aprobar requisitos adecuados. A menos que el propietario especifique lo contrario, no es necesario aplicar estos requisitos en el caso de las estructuras totalmente enterradas.

Se deberá considerar el potencial de licuefacción del suelo y movimiento de los taludes.

Coefficiente de aceleración:

El coeficiente, A , que se utilizara en la aplicación de estos requisitos se deberá determinar en base a los mapas (ver mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años). Para las ubicaciones que se encuentran entre dos líneas de contorno o entre una línea de contorno y un máximo o mínimo local se deberá interpolar linealmente.



Un profesional capacitado deberá realizar estudios especiales para determinar coeficientes de aceleración específicos del sitio de emplazamiento y la estructura si se da alguna de las siguientes condiciones:

- El sitio de emplazamiento se encuentra próximo a una falla activa.
- En la región se anticipan sismos de larga duración.
- La importancia del puente es tal que es necesario considerar un mayor periodo de exposición y por lo tanto un mayor periodo de recurrencia.

En el caso del puente se tomó una aceleración de 0.28 para 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Categorías según la importancia del puente:

A los fines del Artículo 3.10 del AASHTO LRFD, el propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberán clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- Puentes críticos.
- Puentes esenciales.
- Otros puentes.

Al realizar la clasificación se deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los potenciales cambios futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos. Para este caso el puente se clasificó como un puente esencial.

Zonas sísmicas:

Todo que deberá ser asignado a uno de las cuatro zonas sísmicas de la Tabla N° 10 – Zonas Sísmicas (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.4-1).

De acuerdo al coeficiente de aceleración tomada, el puente está dentro de la zona 3.

Efecto de sitio de emplazamiento:

En la determinación de las cargas sísmicas para puentes se deberían incluir los efectos del sitio de emplazamiento. El coeficiente de sitio, S , especificado en la Tabla N° 11 – Coeficientes de Sitio (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.5.1-1), se deberá basar en los tipos de perfiles de suelo definidos en los Artículos 3.10.5.2 a 3.10.5.5 del AASHTO LRFD 2010.

En ubicaciones en las cuales las propiedades del suelo no se conocen con un nivel de detalle suficiente como para poder determinar el tipo de perfil de suelo, o si el perfil no concuerda con ninguno de los cuatro tipos, se deberá usar el coeficiente de sitio correspondiente al perfil de Suelo Tipo II.

Para el puente se clasifica como de Tipo III de acuerdo con los estratos que presenta el suelo.

Coeficiente de respuesta sísmica elástica:

A demás que el Artículo 3.10.6.2 del AASHTO LRFD 2010 especifique lo contrario, el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , para el modo de vibración m se deberá tomar como:

$$C_{sm} = \frac{1,2AS}{T_m^{\frac{2}{3}}} \leq 2,5A \quad \text{Fórmula N° 153}$$

Factores de modificación de respuesta R :

Para poder aplicar los factores de modificación de respuesta, R , aquí especificados, los detalles estructurales deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.2.2, 5.10.11 y 5.13.4.6 del AASHTO LRFD 2010.

A excepción de lo especificado en el AASHTO LRFD, las solicitaciones sísmicas de diseño para subestructuras y las uniones monolíticas entre partes de estructuras, listadas en la Tabla 3.10.7.1-2, se deberán determinar dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta, R , como especifica en las Tablas N° 12 y 13 (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2), respectivamente.

Se deberá asumir que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral. Para ambos ejes ortogonales de la subestructura se deberá usar el factor R apropiado.

Combinación de solicitudes sísmicas.

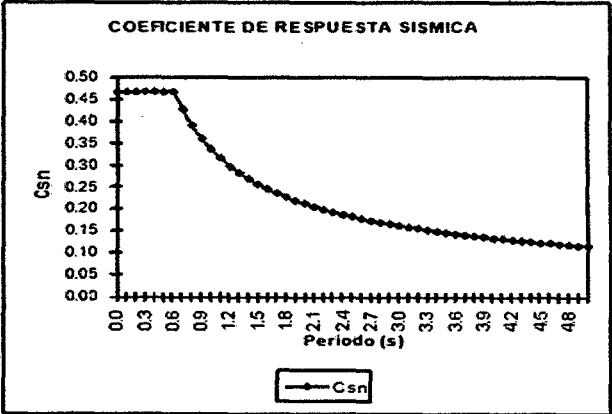
Las solicitudes sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de una componente, obtenidas mediante análisis en las dos direcciones perpendiculares de deberán combinar mediante análisis en las dos direcciones perpendiculares se deberán combinar de la siguiente manera para formar dos casos de carga:

- 100% de valor absoluto de las solicitudes en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30% de valor absoluto de las solicitudes en la segunda dirección perpendicular.
- 100% de valor absoluto de las solicitudes en la segunda dirección perpendicular combinado con 30% del valor absoluto de las solicitudes en la primera dirección perpendicular.

Si las fuerzas en las uniones de las fundaciones y/o columnas se determinan a partir de la rotulación plástica de las columnas como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3 del AASHTO LRFD 2010, las solicitudes resultantes se pueden determinar sin considerar los casos de carga combinados aquí especificados.

COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA-DIRECCION X

T	Csn
0.0	0.466667
0.1	0.466667
0.2	0.466667
0.3	0.466667
0.4	0.466667
0.5	0.466667
0.6	0.466667
0.7	0.426194
0.8	0.389893
0.9	0.360449
1.0	0.336000
1.1	0.315315
1.2	0.297544
1.3	0.282083
1.4	0.268485
1.5	0.256416
1.6	0.245617
1.7	0.235888
1.8	0.227069
1.9	0.219030
2.0	0.211667
2.1	0.204893
2.2	0.198636
2.3	0.192836
2.4	0.187441
2.5	0.182409
2.6	0.177701
2.7	0.173286
2.8	0.169135
2.9	0.165224
3.0	0.161532



Coefficiente de Respuesta Sísmica Elástica

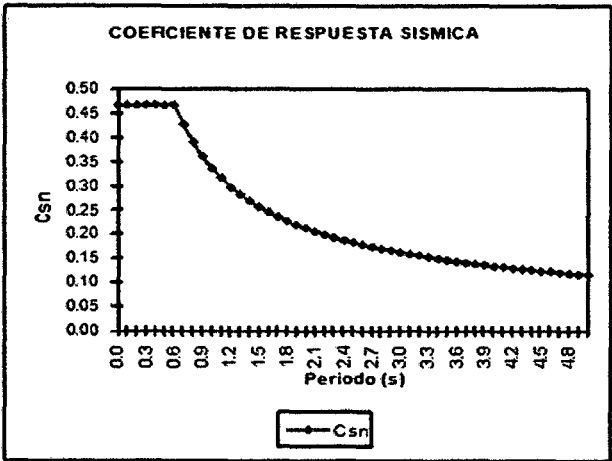
$$C_m = \frac{1.2AS}{T^{2/3}R} \leq 2.5 \frac{A}{R} = 0.467$$

- A = 0.28 Zona Sísmica 3
S = 1.50 Suelo Perfil Tipo III
R = 1.50

Fig. Nº 123: Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección X

COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA-DIRECCION Y

T	Csn
0.0	0.466667
0.1	0.466667
0.2	0.466667
0.3	0.466667
0.4	0.466667
0.5	0.466667
0.6	0.466667
0.7	0.426194
0.8	0.389893
0.9	0.360449
1.0	0.336000
1.1	0.315315
1.2	0.297544
1.3	0.282083
1.4	0.268485
1.5	0.256416
1.6	0.245617
1.7	0.235888
1.8	0.227069
1.9	0.219030
2.0	0.211667
2.1	0.204893
2.2	0.198636
2.3	0.192836
2.4	0.187441
2.5	0.182409
2.6	0.177701
2.7	0.173286
2.8	0.169135
2.9	0.165224
3.0	0.161532



Coefficiente de Respuesta Sísmica Elástica

$$C_m = \frac{1.2AS}{T^{2/3}R} \leq 2.5 \frac{A}{R} = 0.467$$

- A = 0.28 Zona Sísmica 3
S = 1.50 Suelo Perfil Tipo III
R = 1.50

Fig. Nº 124: Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección Y

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO-X Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- ☒ CQC
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

GMC #1: 1. GMC #2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	SPECTRO	2.943
Accel	U1	SPECTRO	9.81
Accel	U2	SPECTRO	2.943

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Model Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Fig. Nº 125: Espectro para la Dirección X-X.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO-Y Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- ☒ CQC
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

GMC #1: 1. GMC #2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute

Scale Factor:

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SPECTRO	2.943
Accel	U2	SPECTRO	9.81
Accel	U1	SPECTRO	2.943

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Model Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Fig. Nº 126: Espectro para la Dirección Y-Y.

Formas de Modo.-

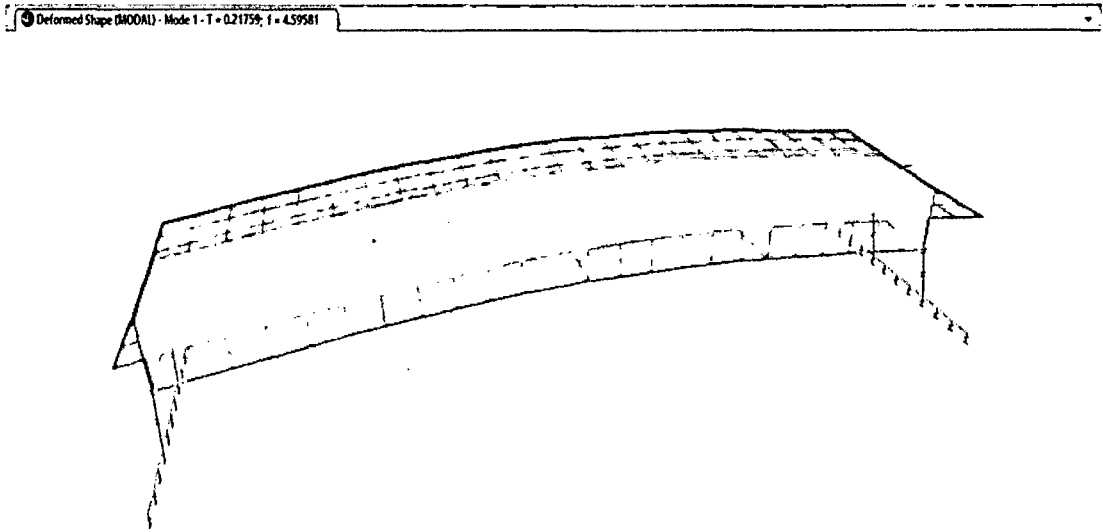


Fig. N° 127: Primer Forma de Modo $T_1=0.21759$ seg.- primer y tercer tramo.

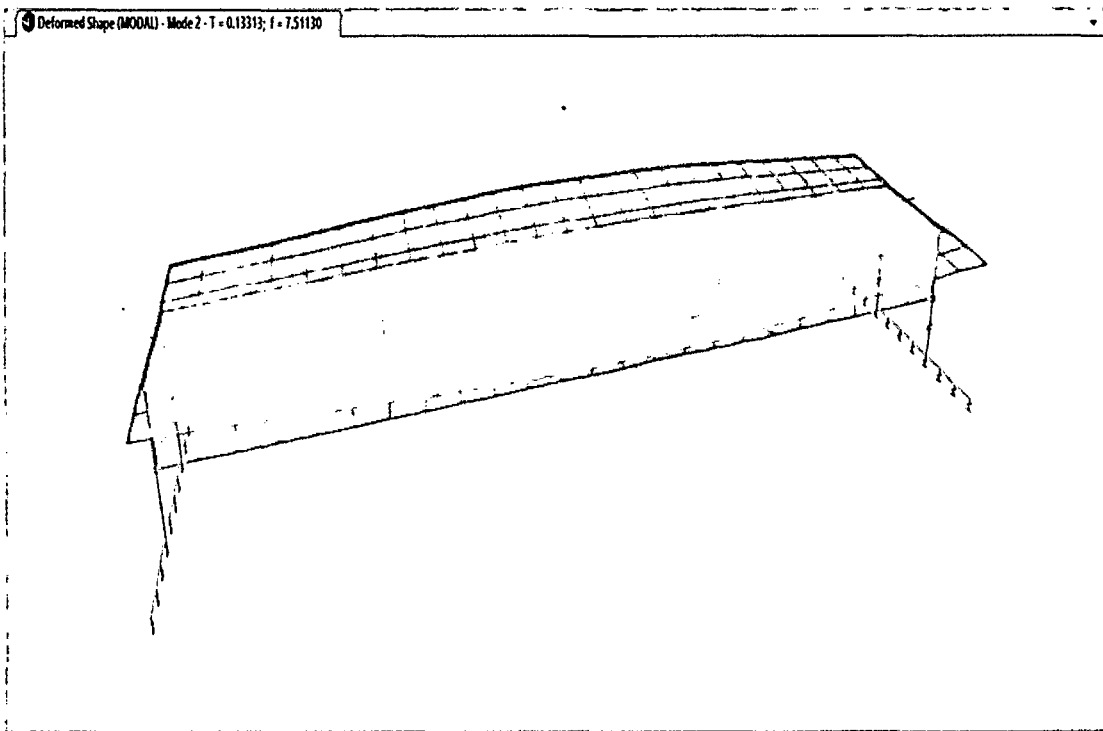


Fig. N° 128: Segunda Forma de Modo $T_2=0.13313$ seg.- primer y tercer tramo.

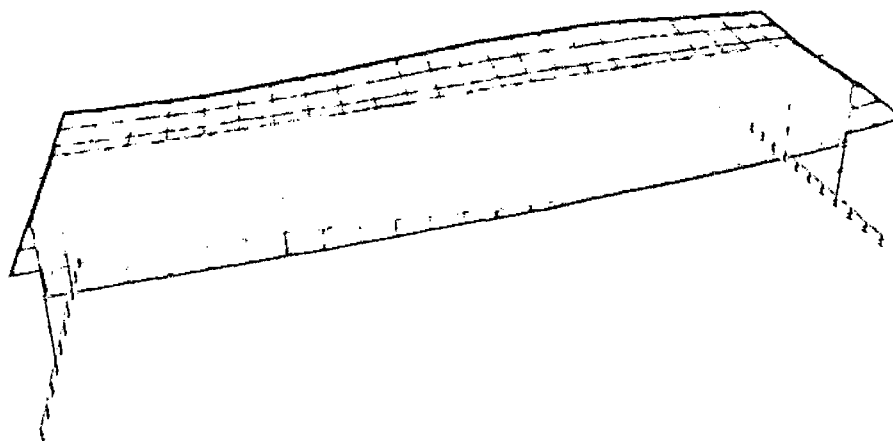


Fig. Nº 129: Tercera Forma de Modo $T_3=0.07304$ seg.- primer y tercer tramo.

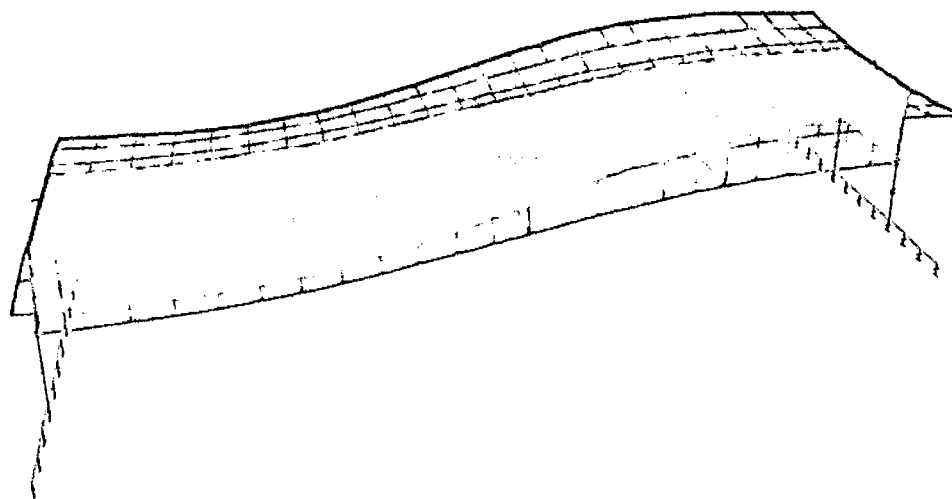


Fig. Nº 130: Cuarta Forma de Modo $T_4=0.06552$ seg.- primer y tercer tramo.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.46095; f = 2.16943

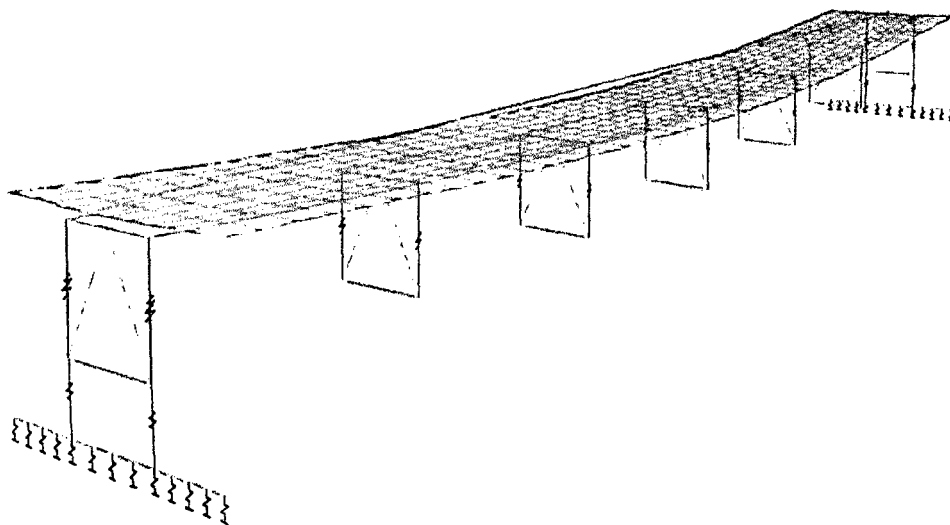


Fig. N° 131: Primer Forma de Modo $T_1=0.46095$ seg.- segundo tramo.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.28296; f = 3.53405

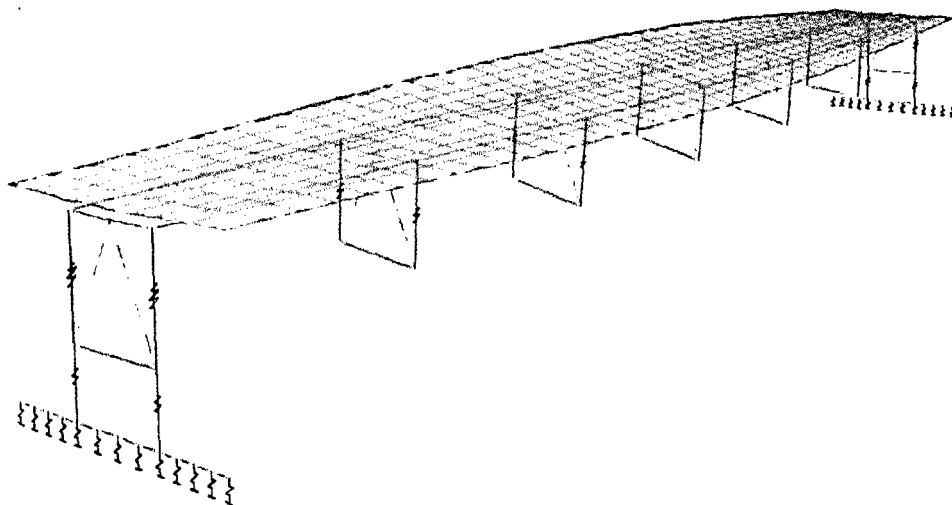


Fig. N° 132: Segunda Forma de Modo $T_2=0.28296$ seg.- segundo tramo.

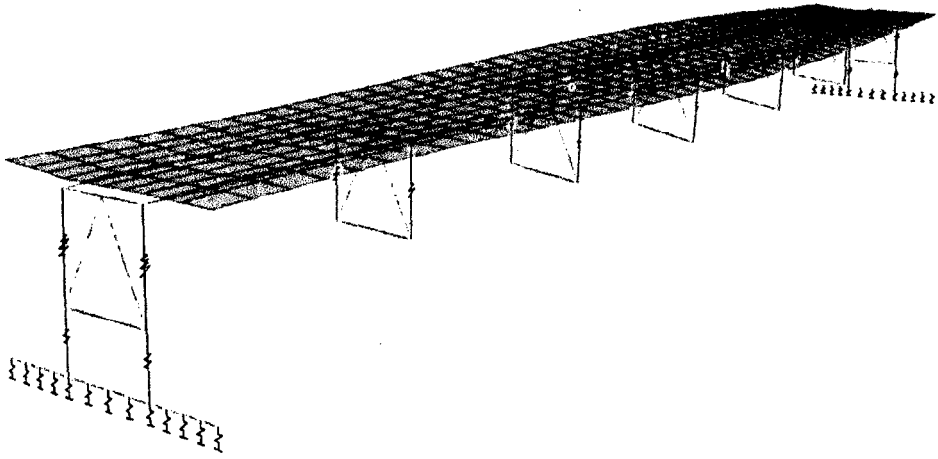


Fig. N° 133: Tercera Forma de Modo T3=0.20853 seg.- segundo tramo.

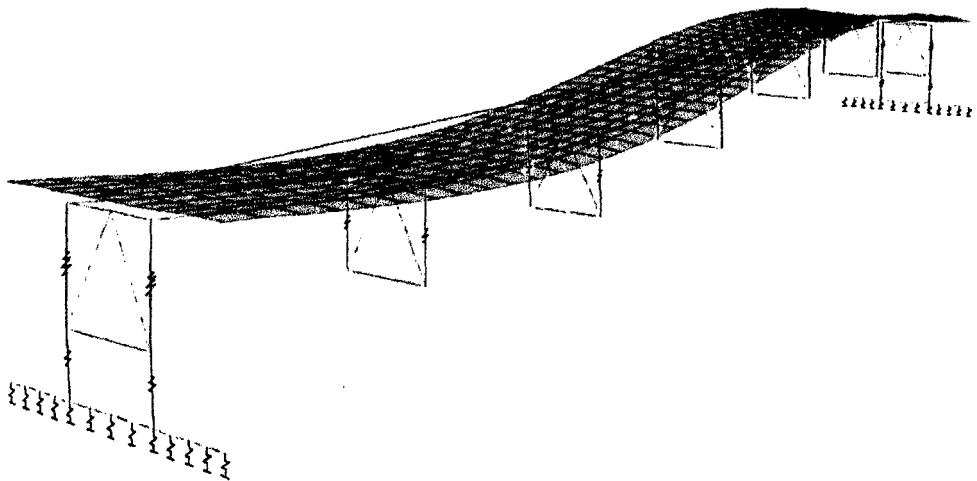


Fig. N° 134: Cuarta Forma de Modo T4=0.12641 seg.- segundo tramo.

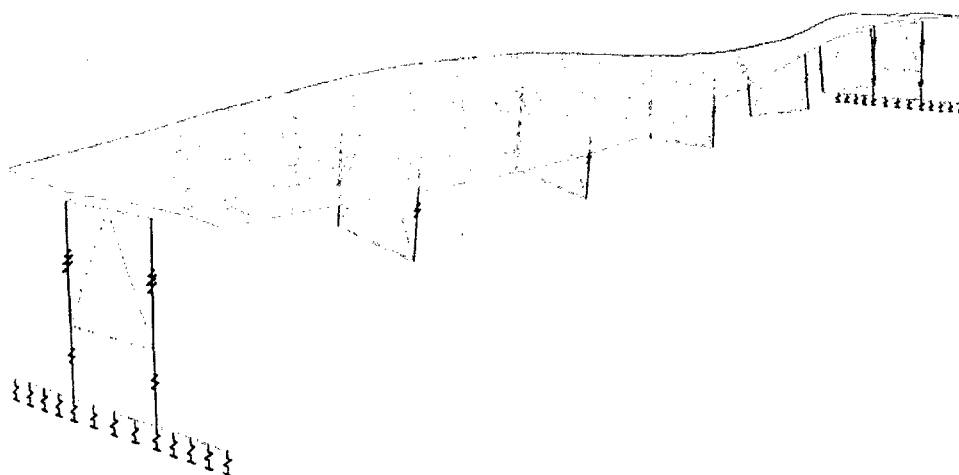


Fig. N° 135: Quinta Forma de Modo T5=0.10874 seg.- segundo tramo.

3.2.5.1.1.5 Combinaciones de los Estados Límites

Los esfuerzos máximos/mínimos se obtienen a partir de las combinaciones de carga muerta (DC), viva (LL), viento (WS), y por efecto sismo (EQ), etc.

Luego de la combinación de dichos esfuerzos: axiales, cortantes, flexión, y torsión; de los cuales se busca los valores críticos.

Los elementos del puente deberán ser diseñados teniendo en cuenta los estados límite que se especificaran en los códigos, para cumplir con los objetivos de seguridad, serviciabilidad, y constructibilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

La ecuación de la Fórmula N° 149, deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

Para el estado limite resistencia I, II, III, IV y V, Evento Extremo I y II, servicio I, II, III, IV y fatiga. Todos los estados límites serán considerados de igual importancia, los factores de carga que se utilizan para cada estado límite se detallan en la

Tabla N° 06 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.4.1-1)

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq R_r = \phi_i R_n \quad \text{..... F\u00f3rmula N\u00b0 149}$$

$$n = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad \text{..... F\u00f3rmula N\u00b0 150}$$

De acuerdo a las condiciones que presenta AASTH LRFD 2007, se tomar\u00e1 para los tramos de concreto armado tipo viga losa los siguientes estados l\u00edmites: Resistencia I, Servicio I, Fatiga y Evento Extremo I.

Cuadro N\u00b0 02: Combinaciones de Carga – Resistencia I – Primer y Tercer Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Resistencia I	1.25DC+1.5DW+1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.75BR+1.75PL+1.75(LL+IM)

Cuadro N\u00b0 03: Combinaciones de Carga – Servicio I – Primer y Tercer Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Servicio I	1.00DC+1.00DW+0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)
	1.00DC+1.00DW+0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)
	1.00DC+1.00DW-0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)
	1.00DC+1.00DW-0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)

Cuadro N\u00b0 04: Combinaciones de Carga – Fatiga – Primer y Tercer Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Fatiga	0.75PL+0.75BR+0.75(LL+IM)
	0.75PL-0.75BR+0.75(LL+IM)

Cuadro N° 05: Combinaciones de Carga – Evento Extremo I – Primer y Tercer Tramo.

Estados Límites	COMBINACIONES DE CARGA
Evento Extremo I	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)

De acuerdo a las condiciones que presenta AASTH LRFD 2007, se tomara para los tramos de concreto armado tipo viga losa los siguientes estados límites: Resistencia II, Servicio I, Fatiga y Evento Extremo I.

Cuadro N° 06: Combinaciones de Carga – Resistencia II – Segundo Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Resistencia II	1.25DC+1.5DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)
	0.9DC+1.50DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)
	0.9DC+1.50DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)

Cuadro N° 07: Combinaciones de Carga – Servicio I – Segundo Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Servicio I	1.00DC+1.00DW+0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)
	1.00DC+1.00DW+0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)
	1.00DC+1.00DW-0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)
	1.00DC+1.00DW-0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)

Cuadro N° 08: Combinaciones de Carga – Fatiga – Segundo Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Fatiga	0.75PL+0.75BR+0.75(LL+IM)
	0.75PL-0.75BR+0.75(LL+IM)

Cuadro N° 09: Combinaciones de Carga – Evento Extremo I – Segundo Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Evento Extremo I	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)

3.2.5.1.1.6 Líneas de Influencia

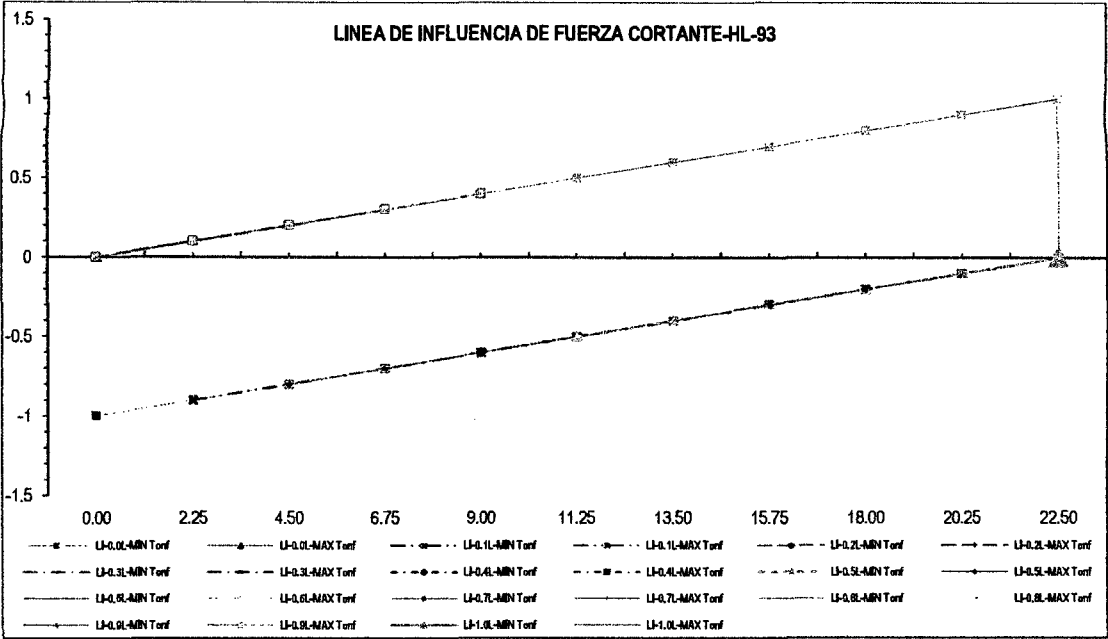


Fig. N° 136: Línea de Influencia de Fuerza Cortante - Primer y tercer tramo.

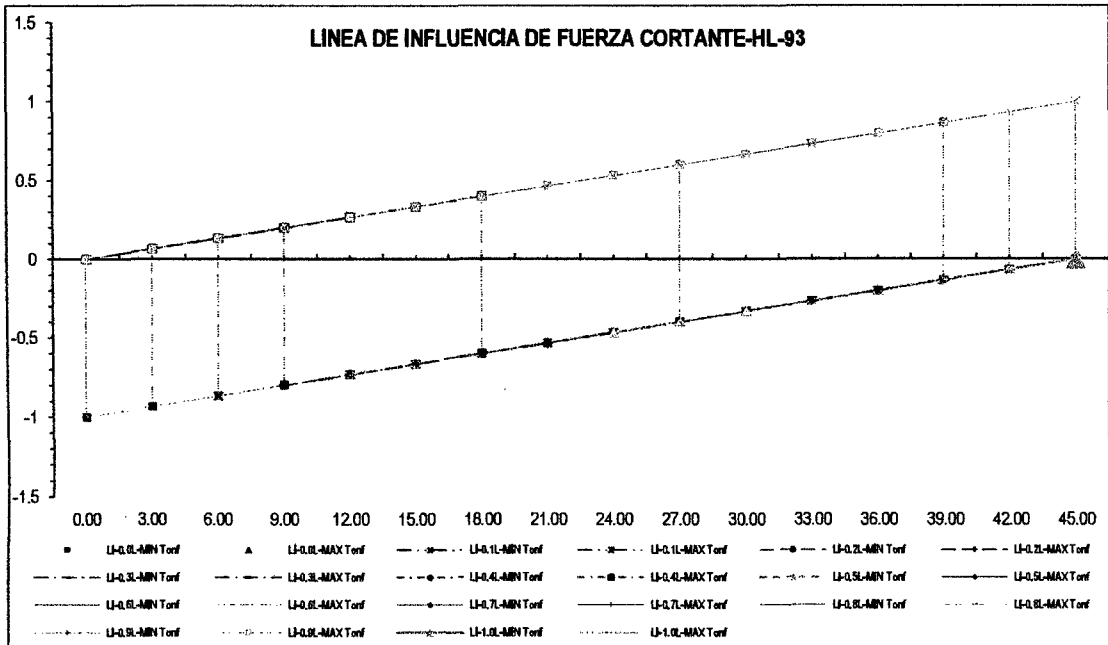


Fig. N° 137: Línea de Influencia de Fuerza Cortante - Segundo tramo.

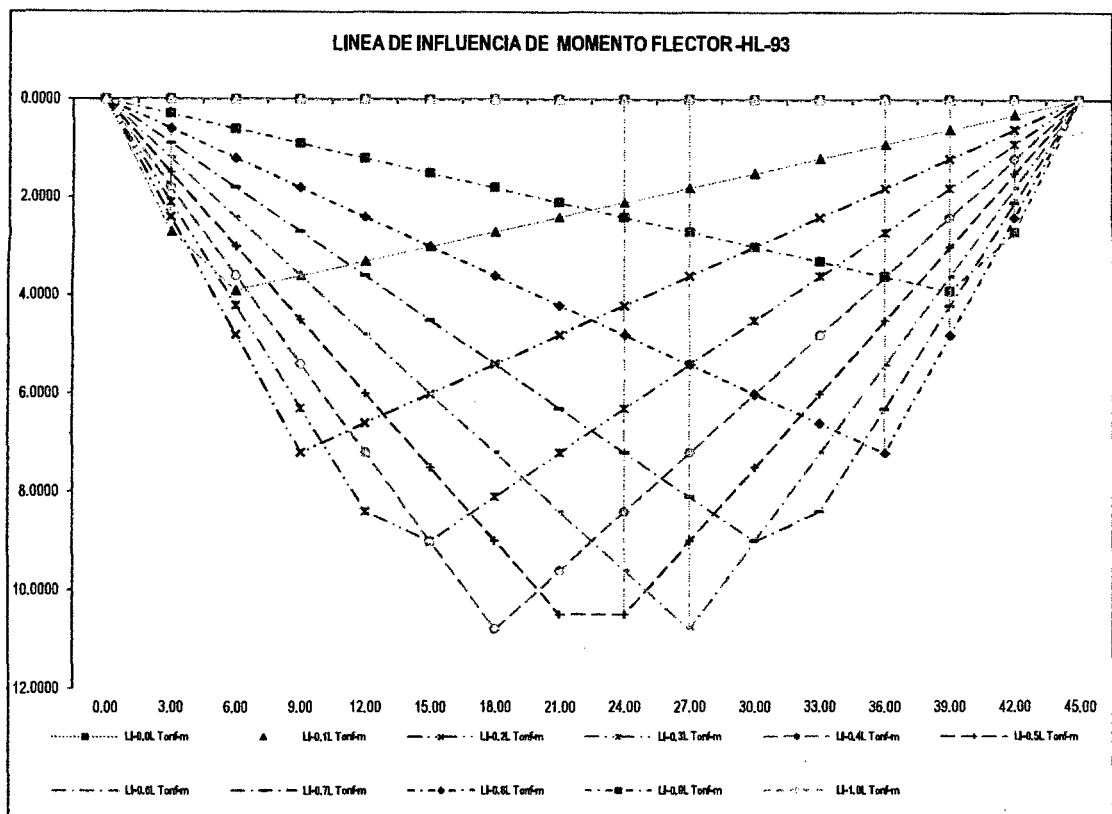


Fig. Nº 138: Línea de Influencia de Momento Flector - Primer y tercer tramo.

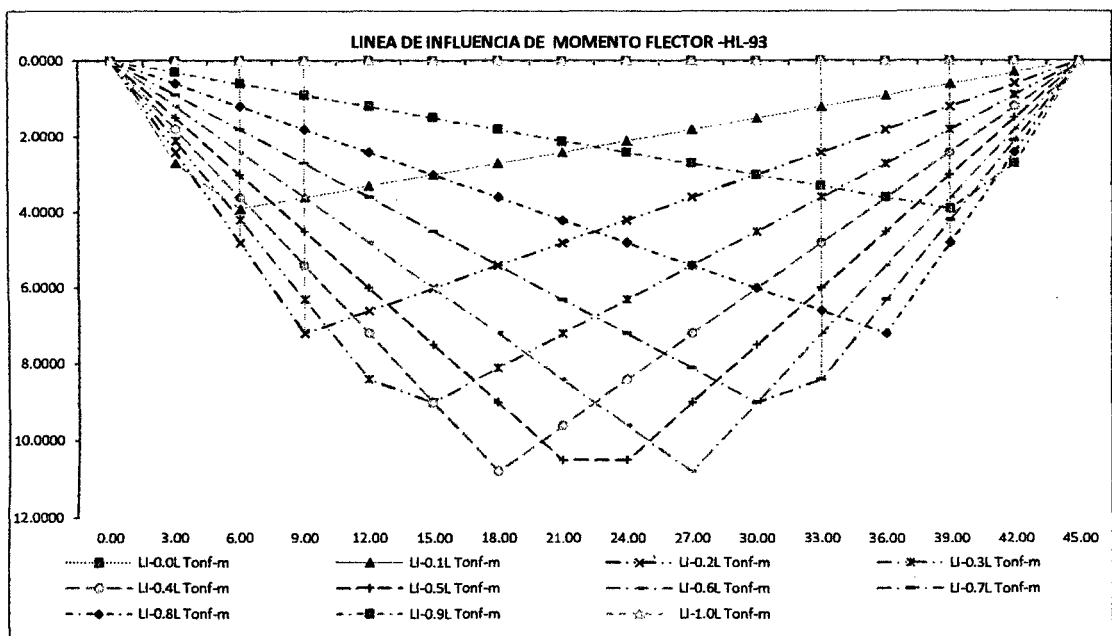


Fig. Nº 139: Línea de Influencia de Momento Flector - Segundo tramo.

3.2.5.1.1.7 Diagramas de Respuestas por Esfuerzos Internos

Para todas las combinaciones de cargas impuestas, incluyendo el peso propio, esta información es necesaria para proceder con la comparación de los elementos estructurales.

Respuesta por Resistencia I (Viga Crítica).

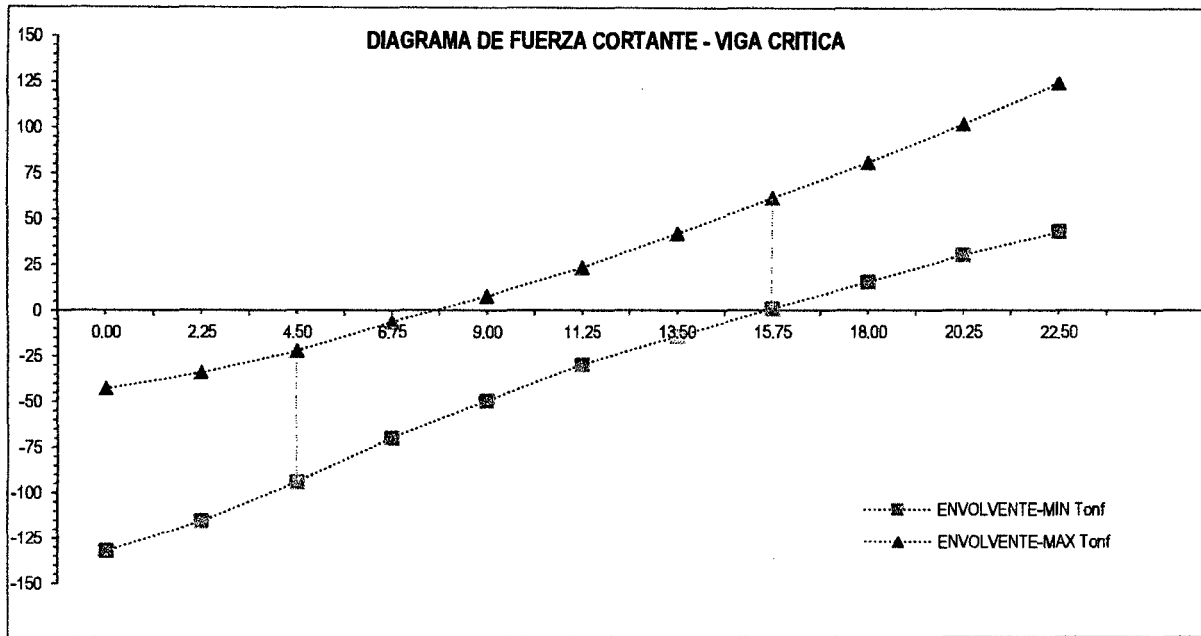


Fig. Nº 140: Envolvente de Fuerza Cortante - Primer y tercer tramo.

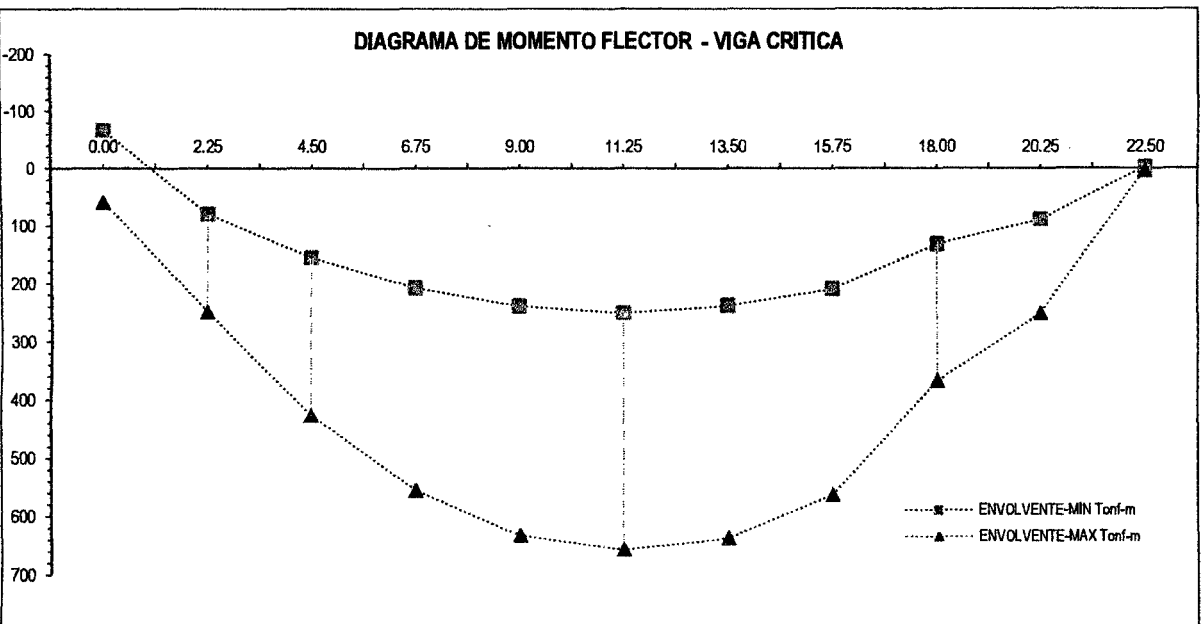


Fig. Nº 141: Envolvente de Momento Flector - Primer y tercer tramo.

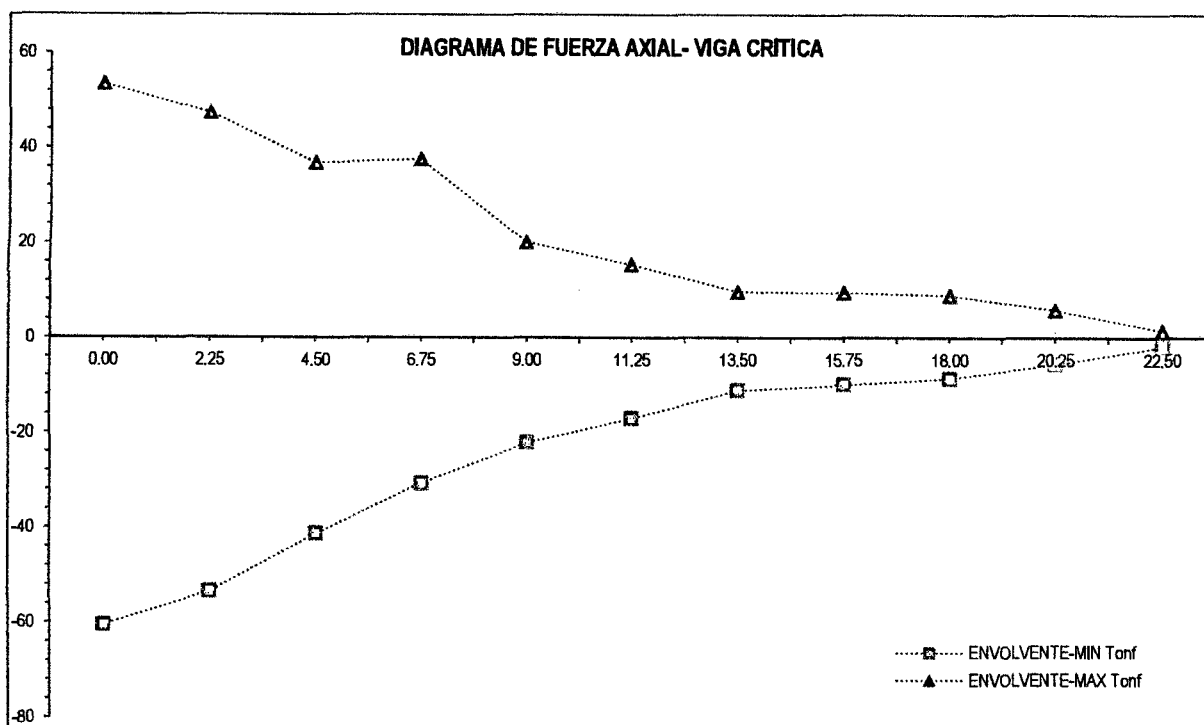


Fig. Nº 142: Envolvente de Fuerza Axial - Primer y tercer tramo.

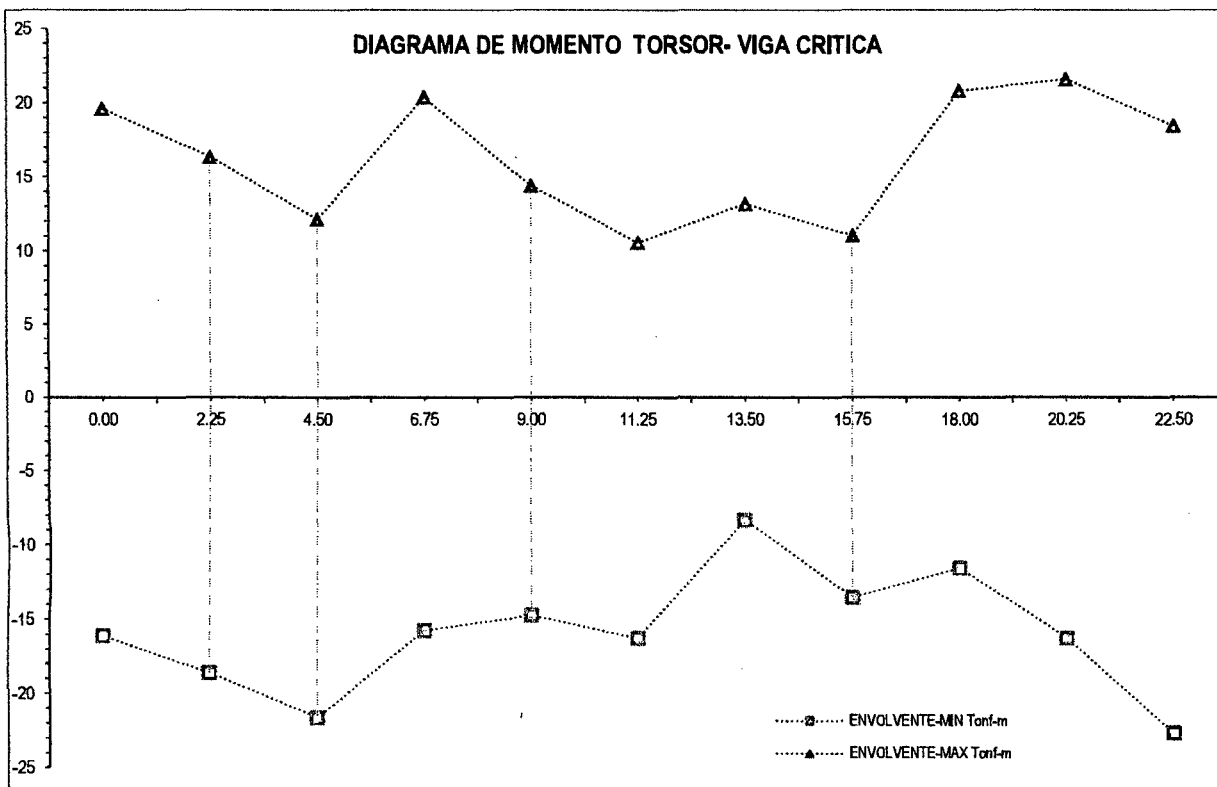


Fig. Nº 143: Envolvente de Momento Torsor - Primer y tercer tramo.

Respuesta por Resistencia II (Viga Crítica- Derecha).

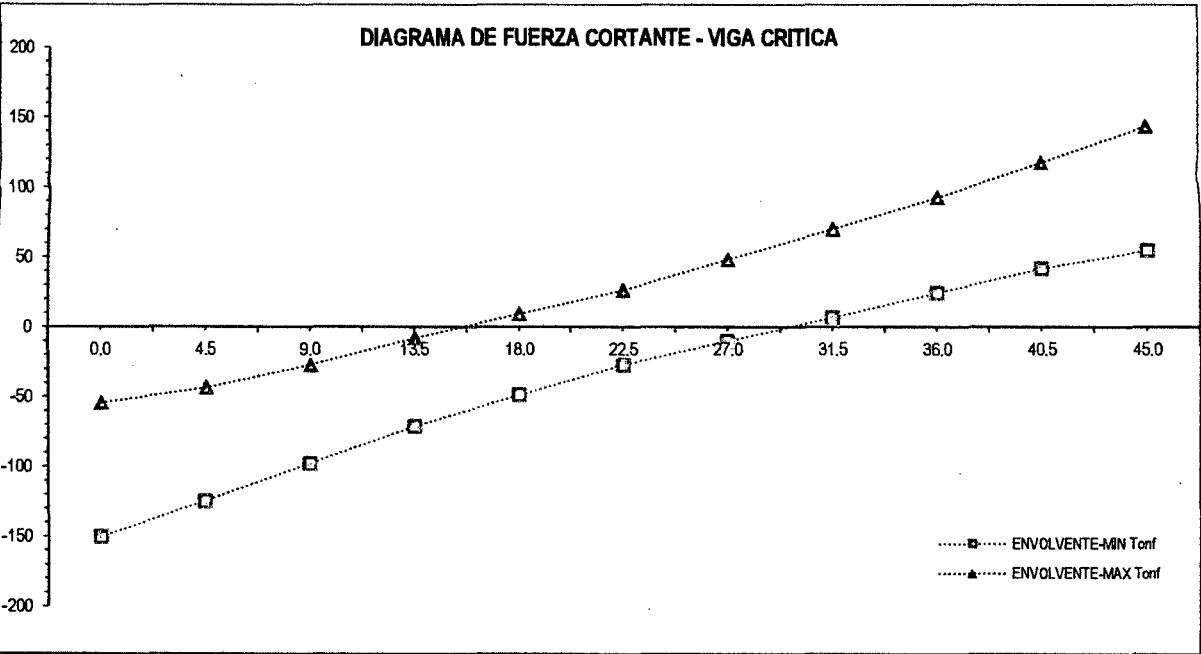


Fig. Nº 144: Envolvente de Fuerza Cortante - Segundo tramo.

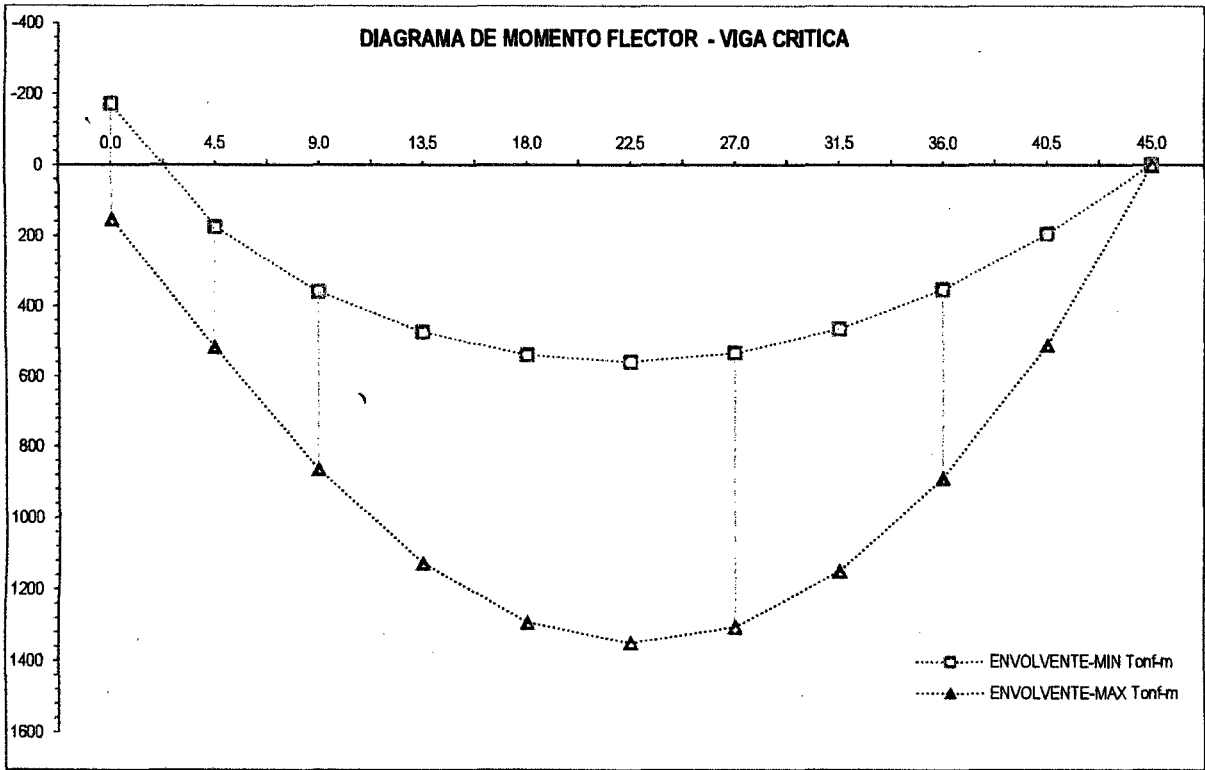


Fig. Nº 145: Envolvente de Momento Flector - Segundo tramo.

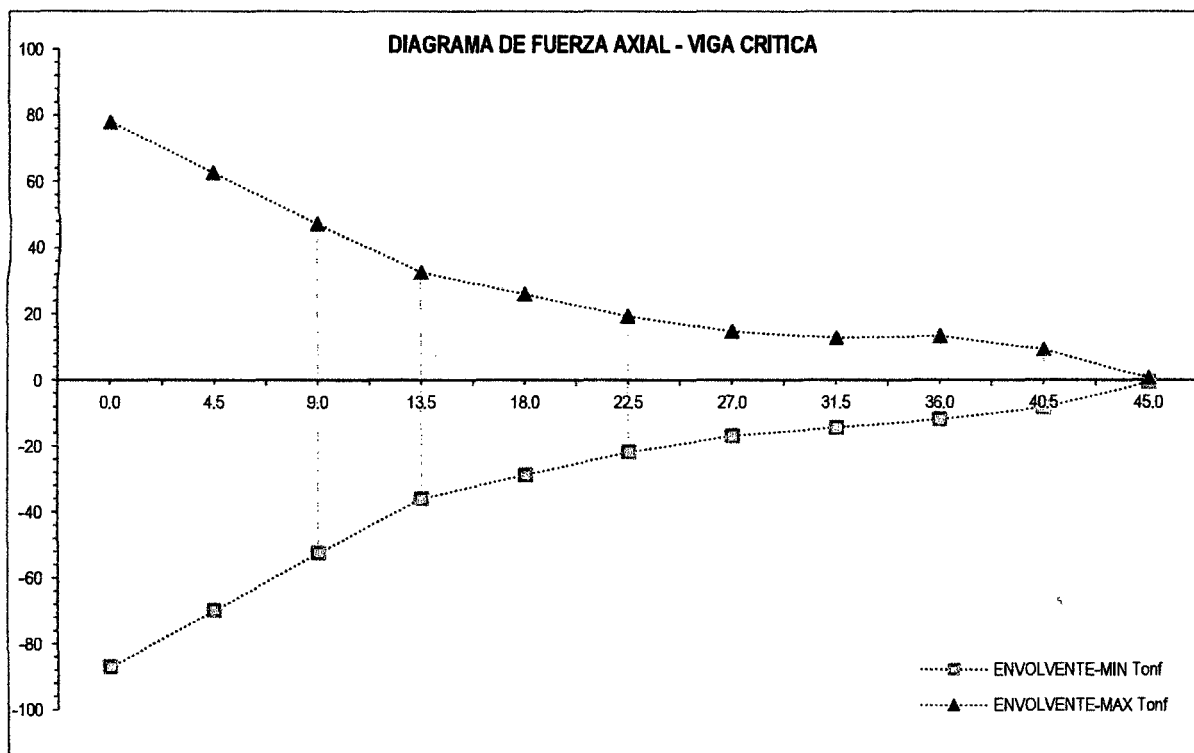


Fig. Nº 146: Envolvente de Fuerza Axial - Segundo tramo.

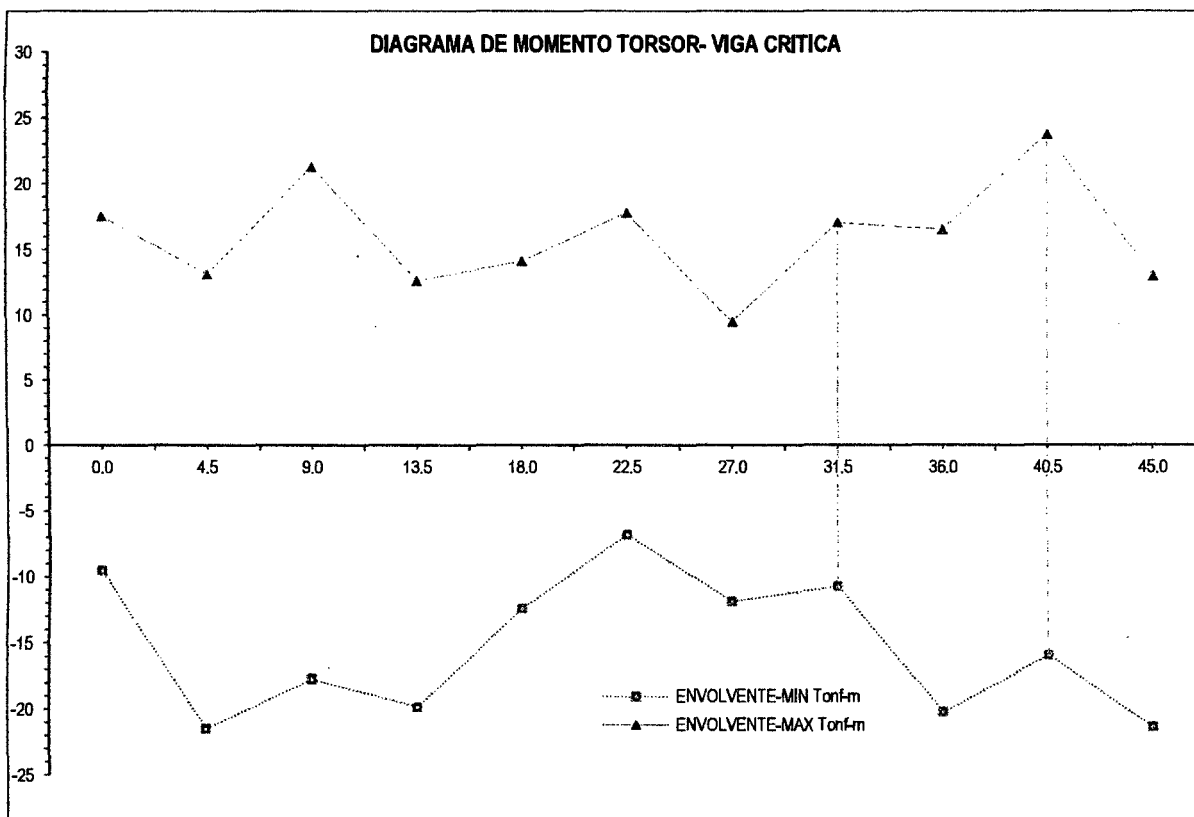


Fig. Nº 147: Envolvente de Momento Torsor - Segundo tramo.

Respuesta por Servicio I (Viga Crítica).

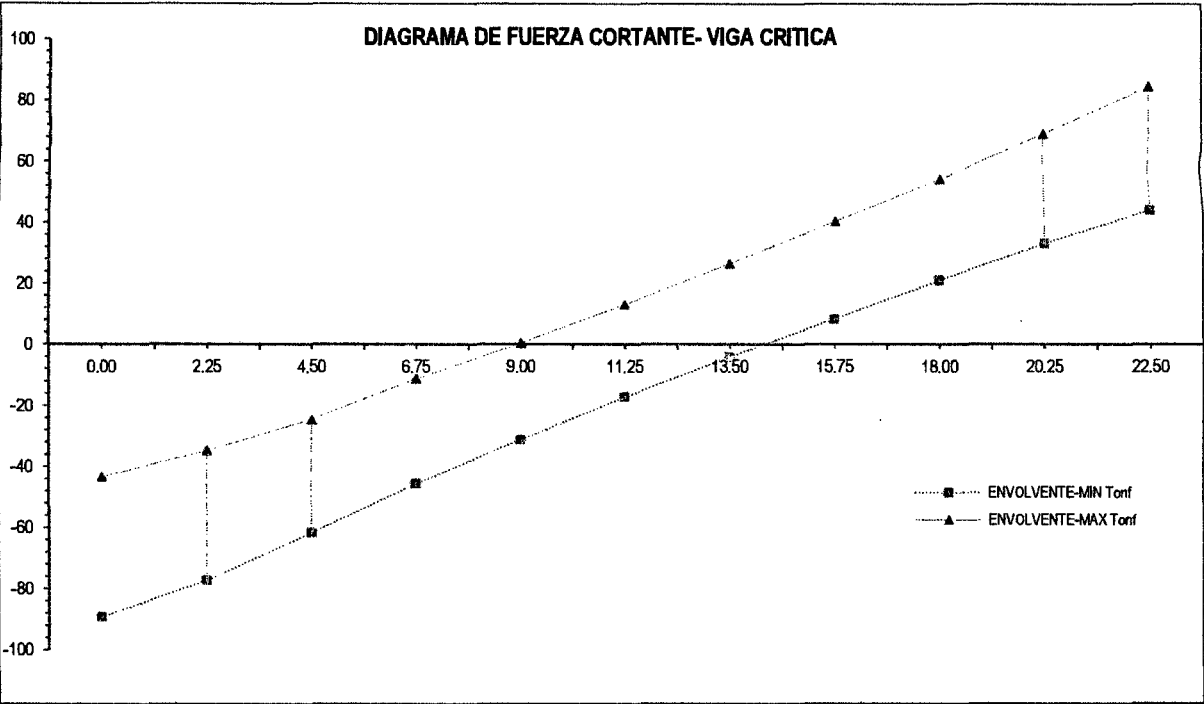


Fig. Nº 148: Envoltente de Fuerza Cortante - Primer y tercer tramo.

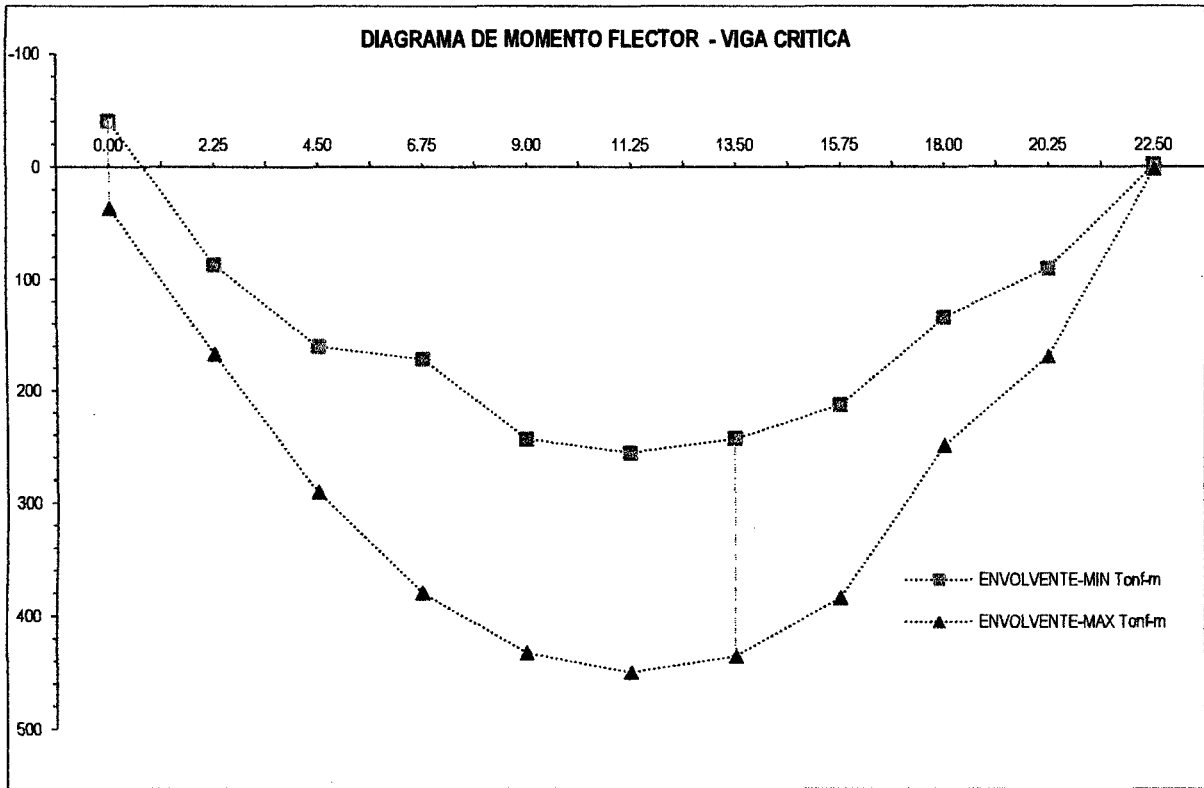


Fig. Nº 149: Envoltente de Momento Flector - Primer y tercer tramo.

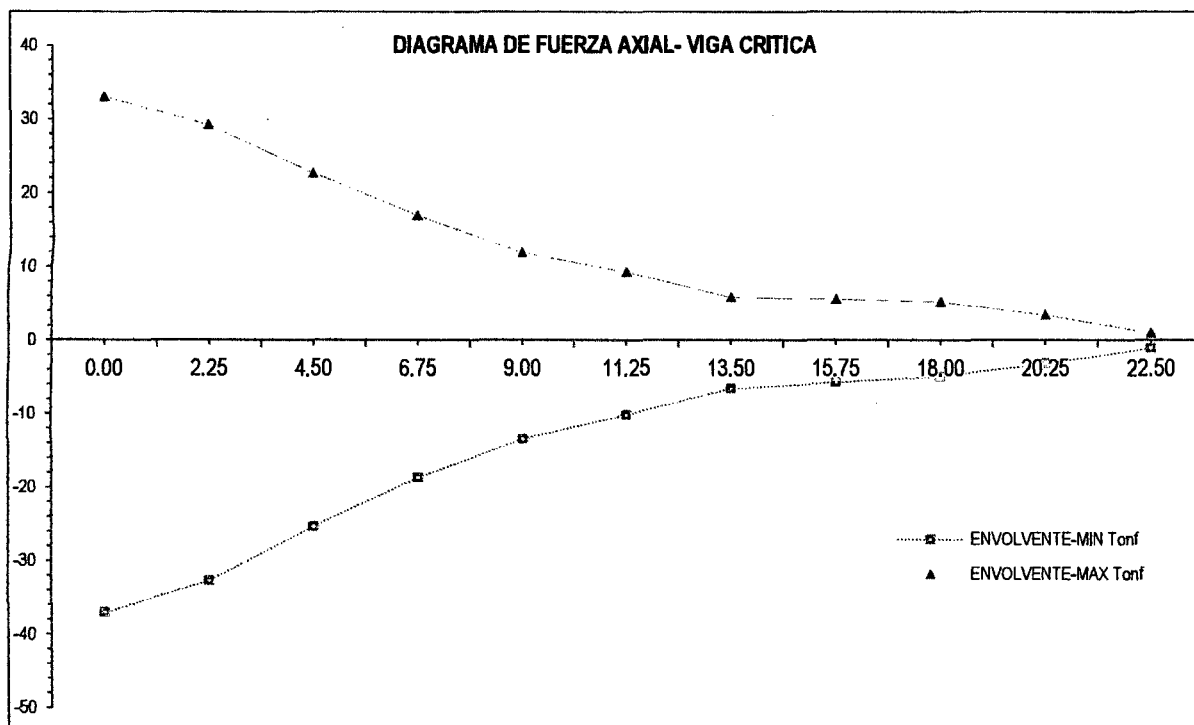


Fig. Nº 150: Envolvente de Fuerza Axial - Primer y tercer tramo.

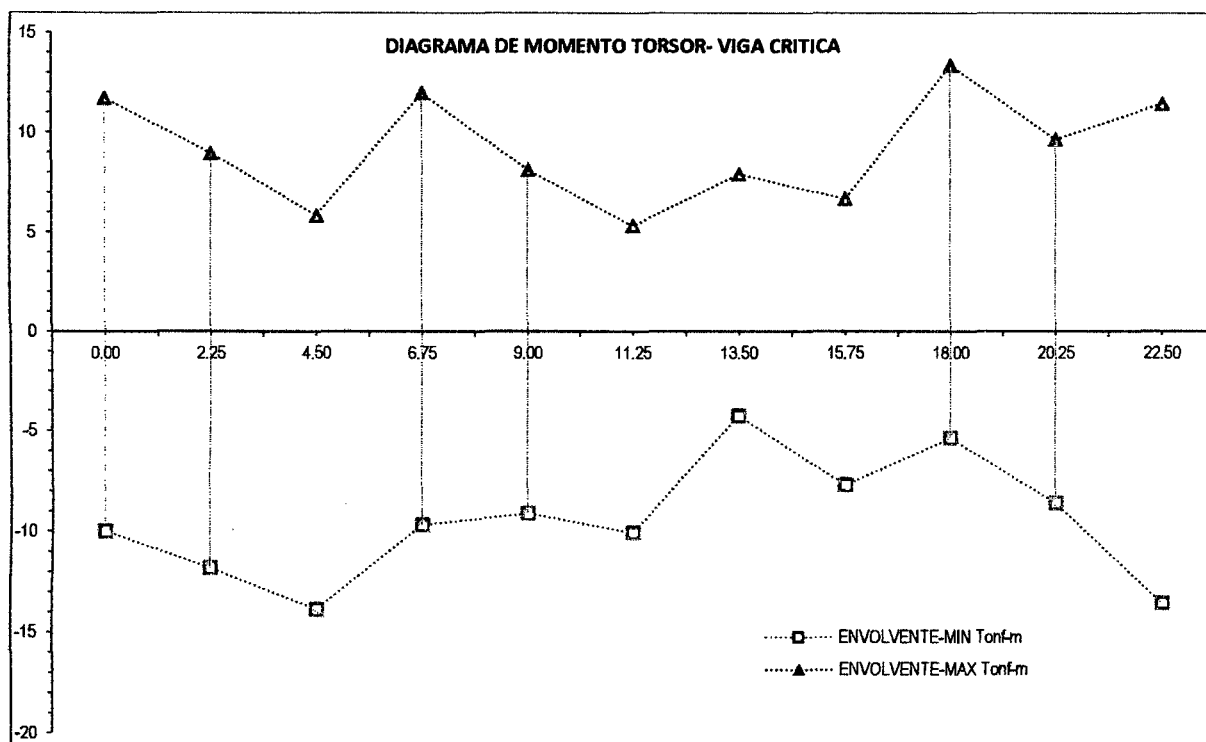


Fig. Nº 151: Envolvente de Momento Torsor - Primer y tercer tramo.

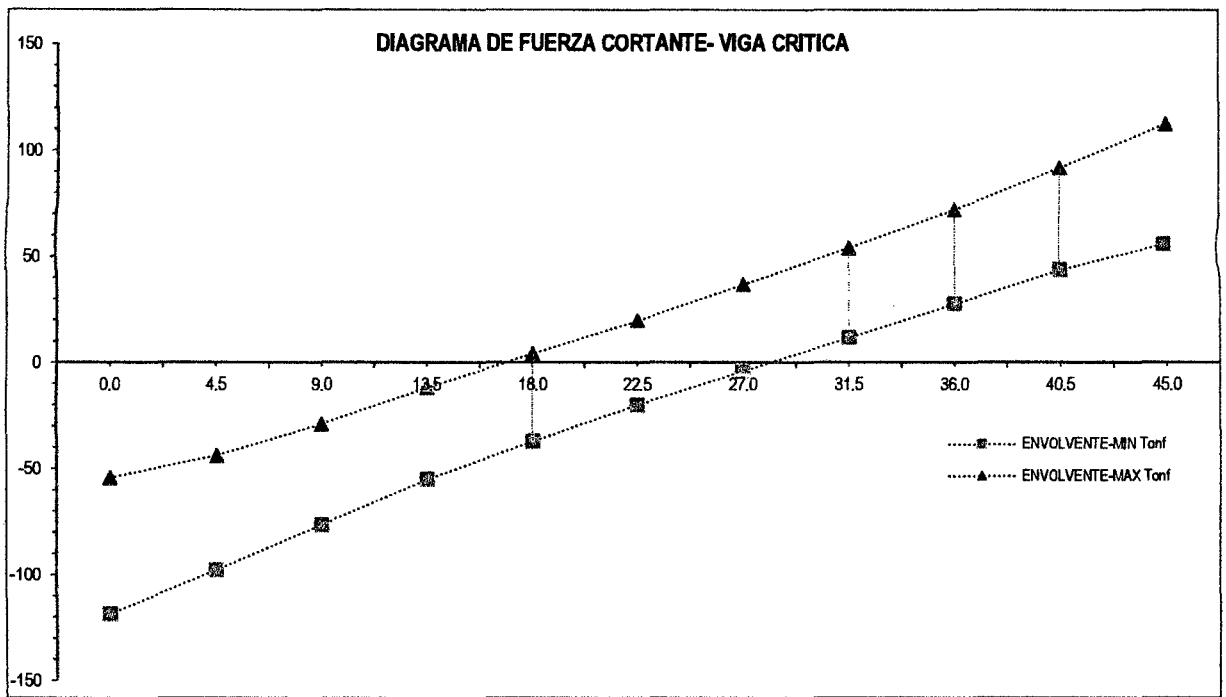


Fig. Nº 152: Envolvente de Fuerza Cortante - Segundo tramo.

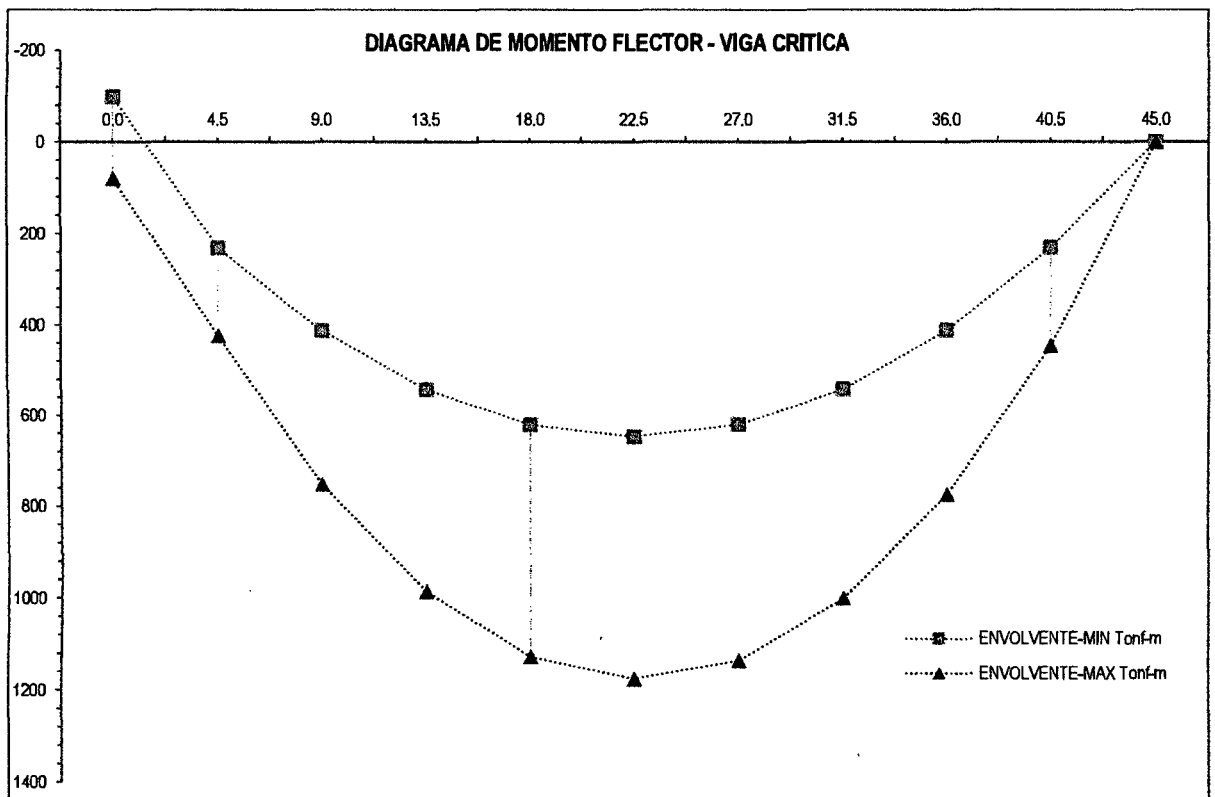


Fig. Nº 153: Envolvente de Momento Flector - Segundo tramo.

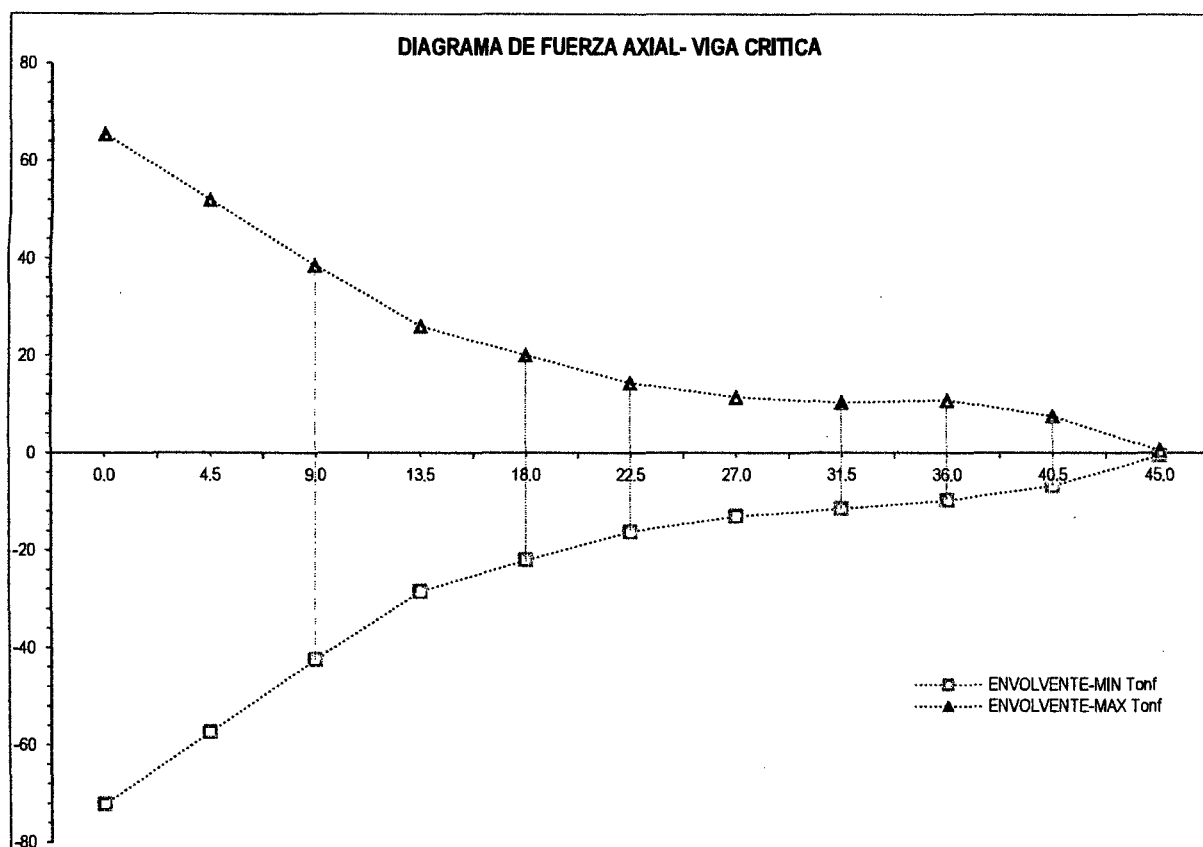


Fig. Nº 154: Envolvente de Fuerza Axial - Segundo tramo.

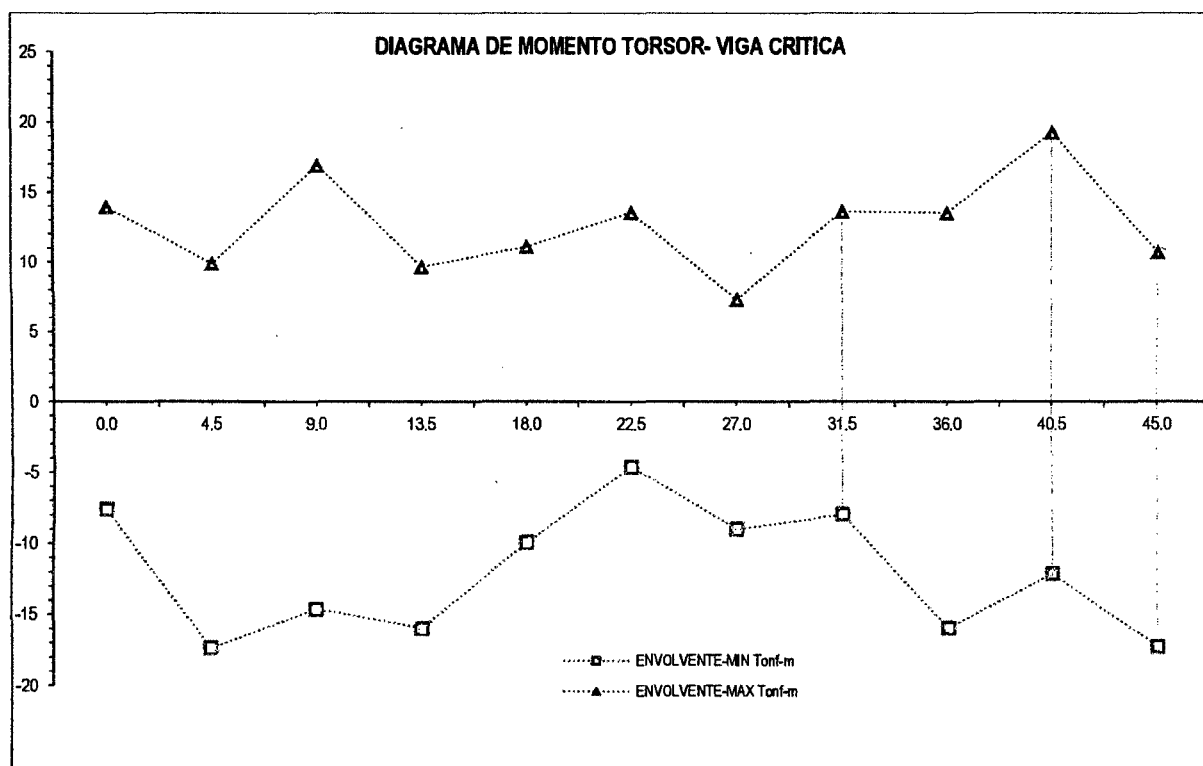


Fig. Nº 155: Envolvente de Momento Torsor - Segundo tramo.

Respuesta por Fatiga (Viga Crítica).

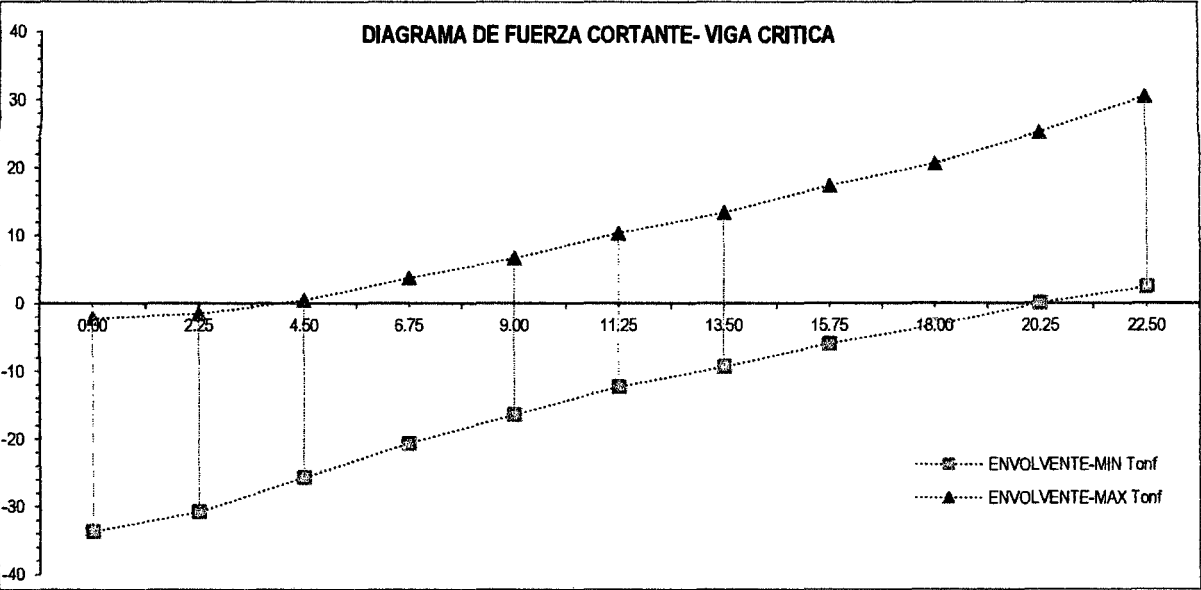


Fig. Nº 156: Envolvente de Fuerza Cortante - Primer y tercer tramo.

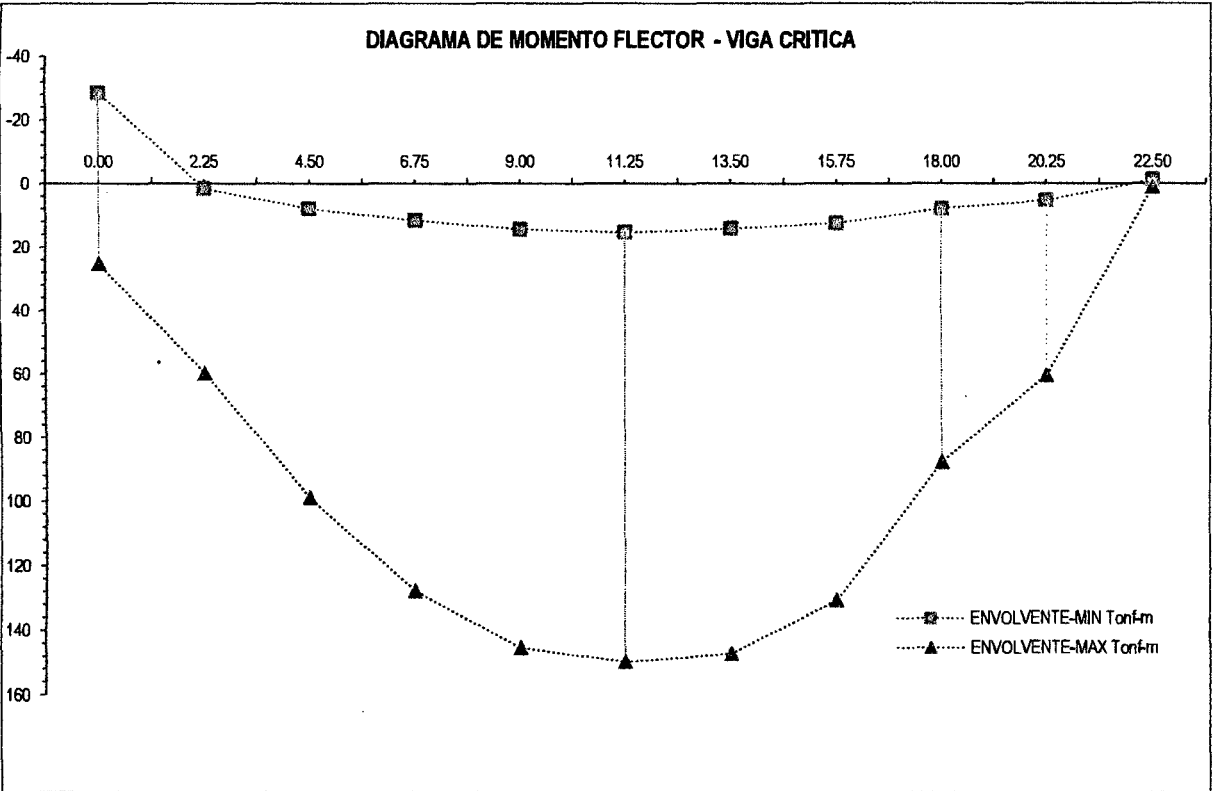


Fig. Nº 157: Envolvente de Momento Flector - Primer y tercer tramo.

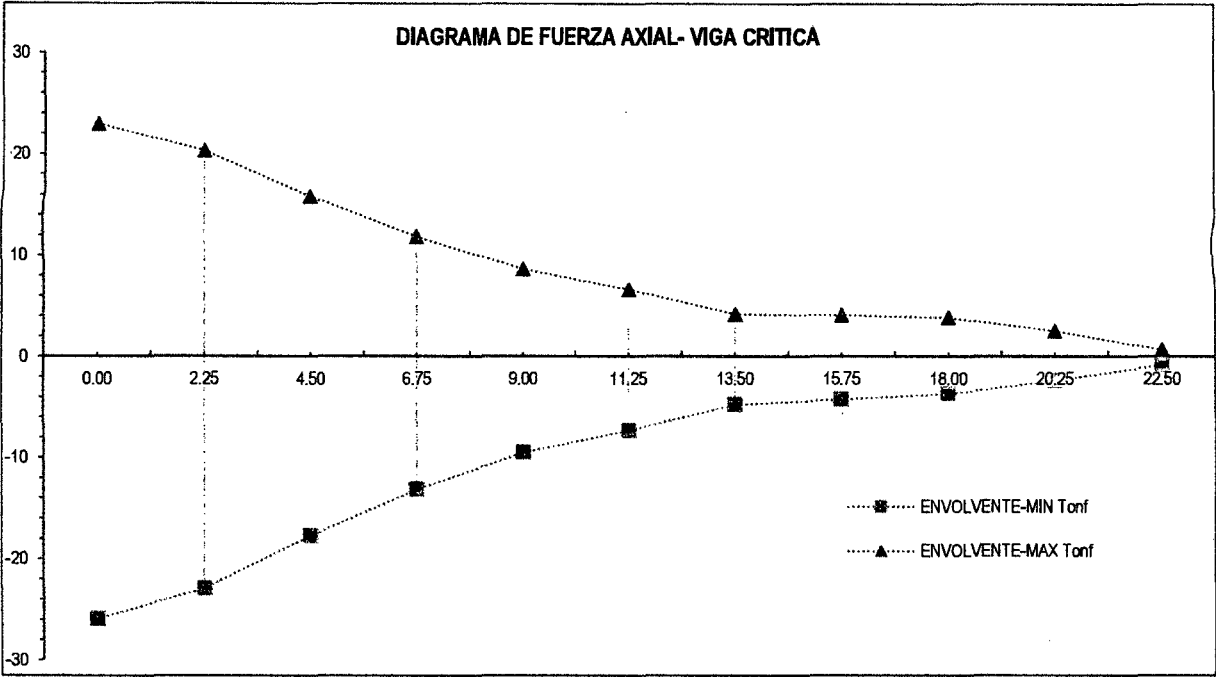


Fig. Nº 158: Envolvente de Fuerza Axial - Primer y tercer tramo.

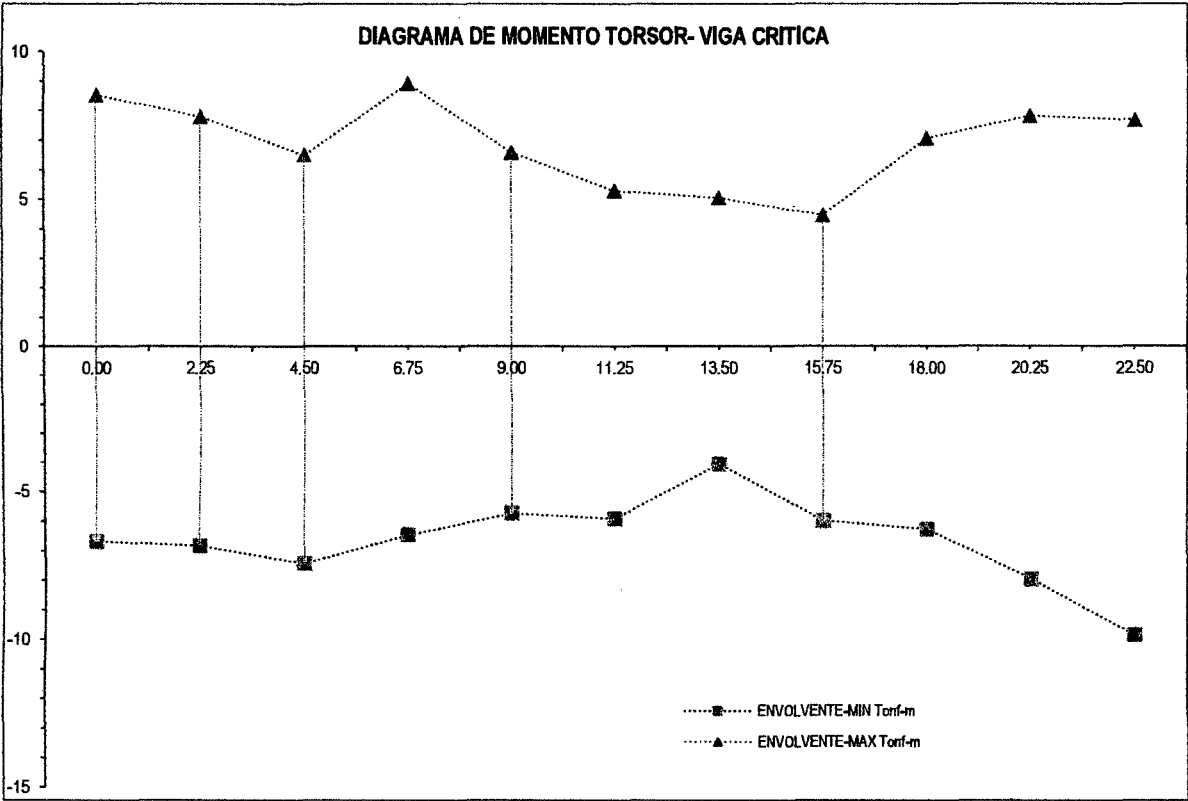


Fig. Nº 159: Envolvente de Momento Torsor - Primer y tercer tramo.

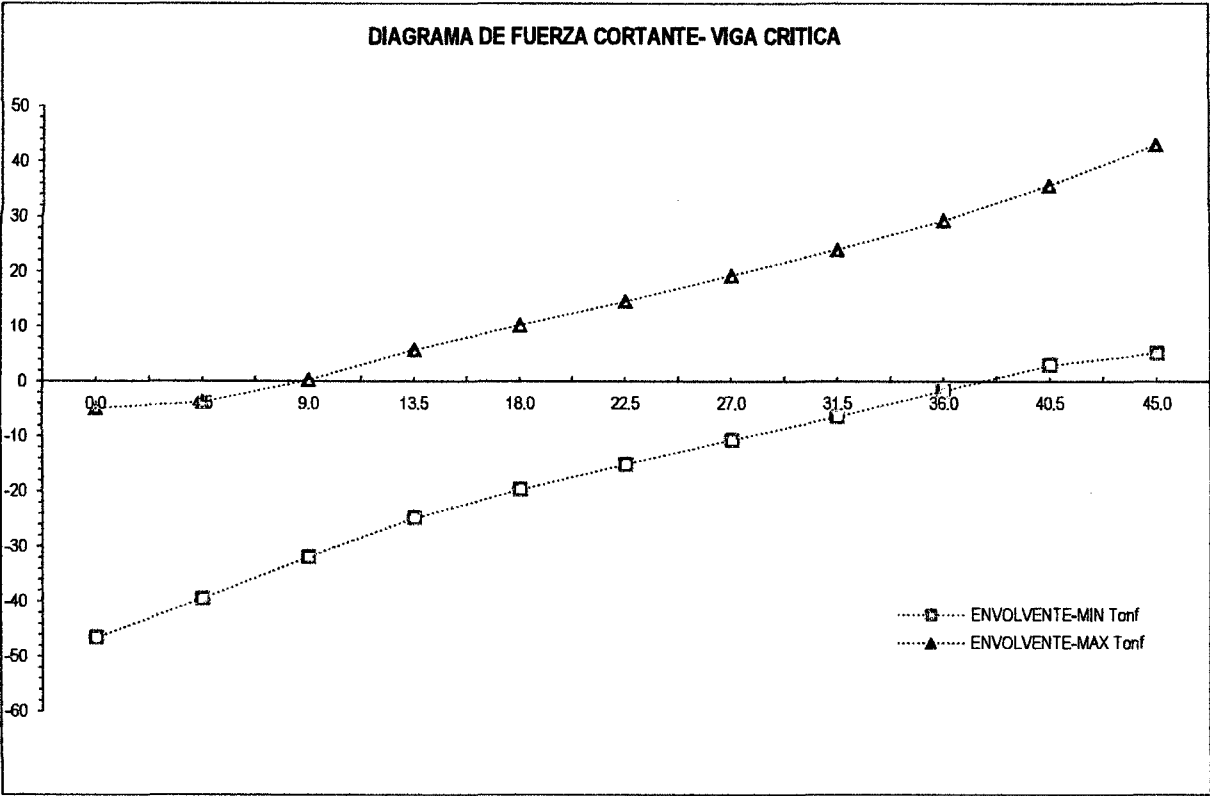


Fig. Nº 160: Envolvente de Fuerza Cortante - Segundo tramo.

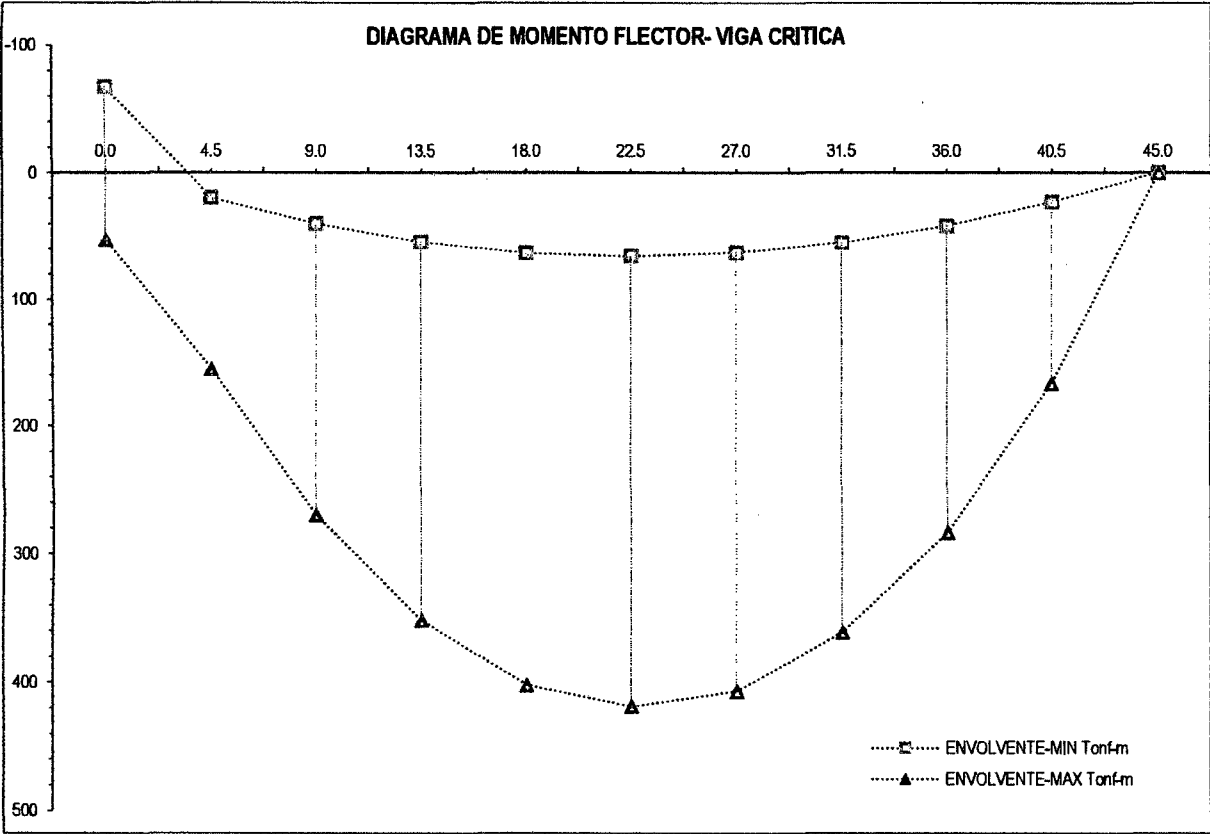


Fig. Nº 161: Envolvente de Momento Flector - Segundo tramo.

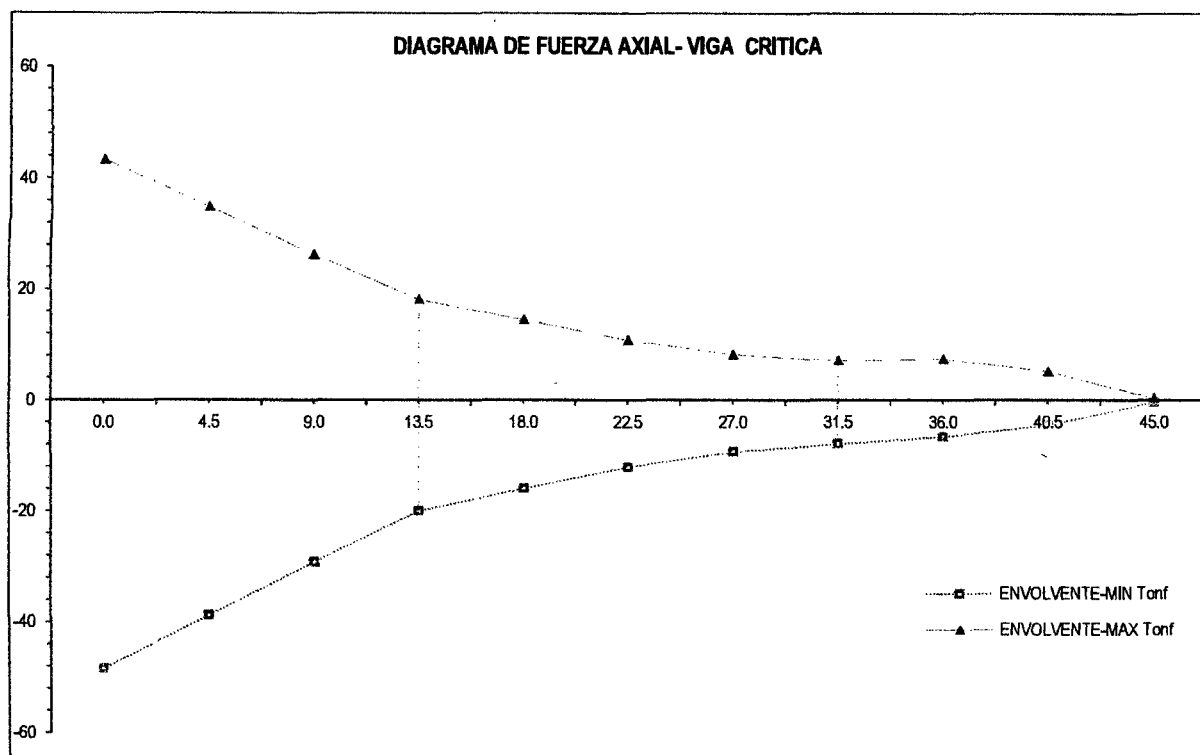


Fig. Nº 162: Envolvente de Fuerza Axial - Segundo tramo.

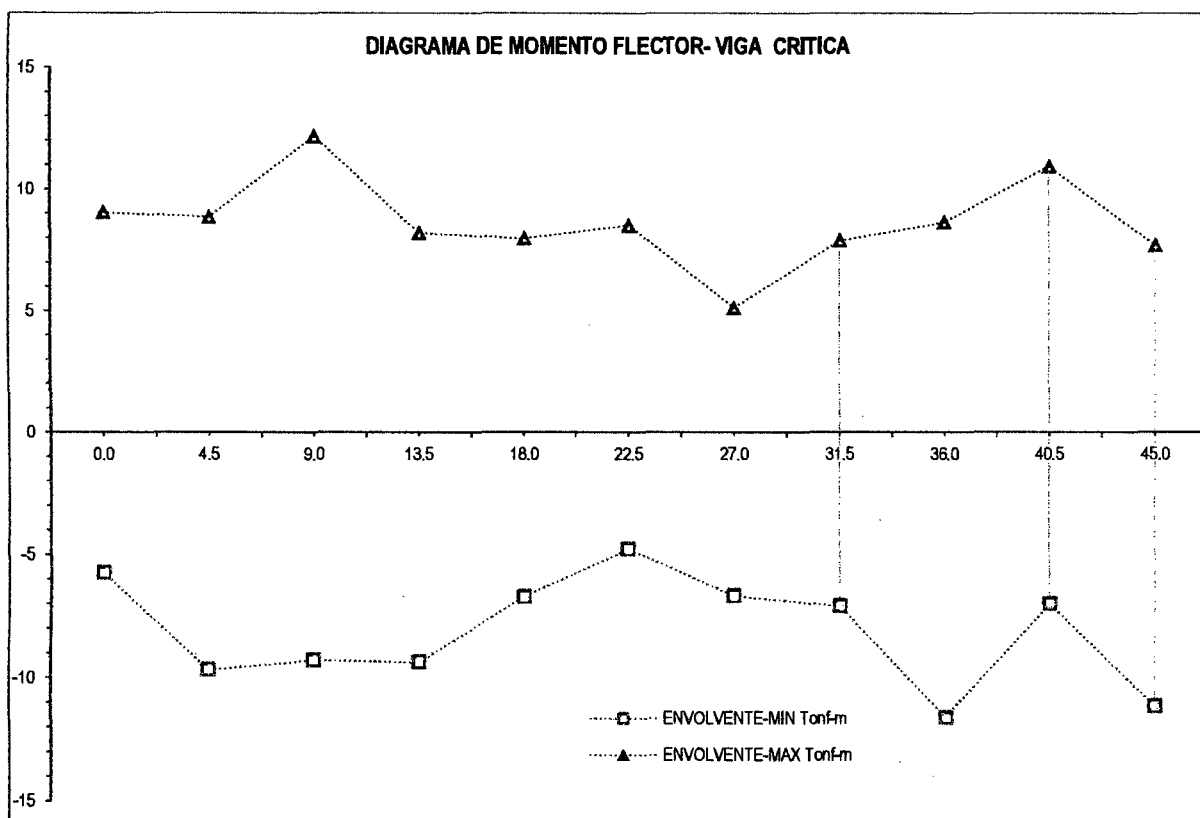


Fig. Nº 163: Envolvente de Momento Torsor - Segundo tramo.

Respuesta por Evento Extremo I (Viga Crítica).

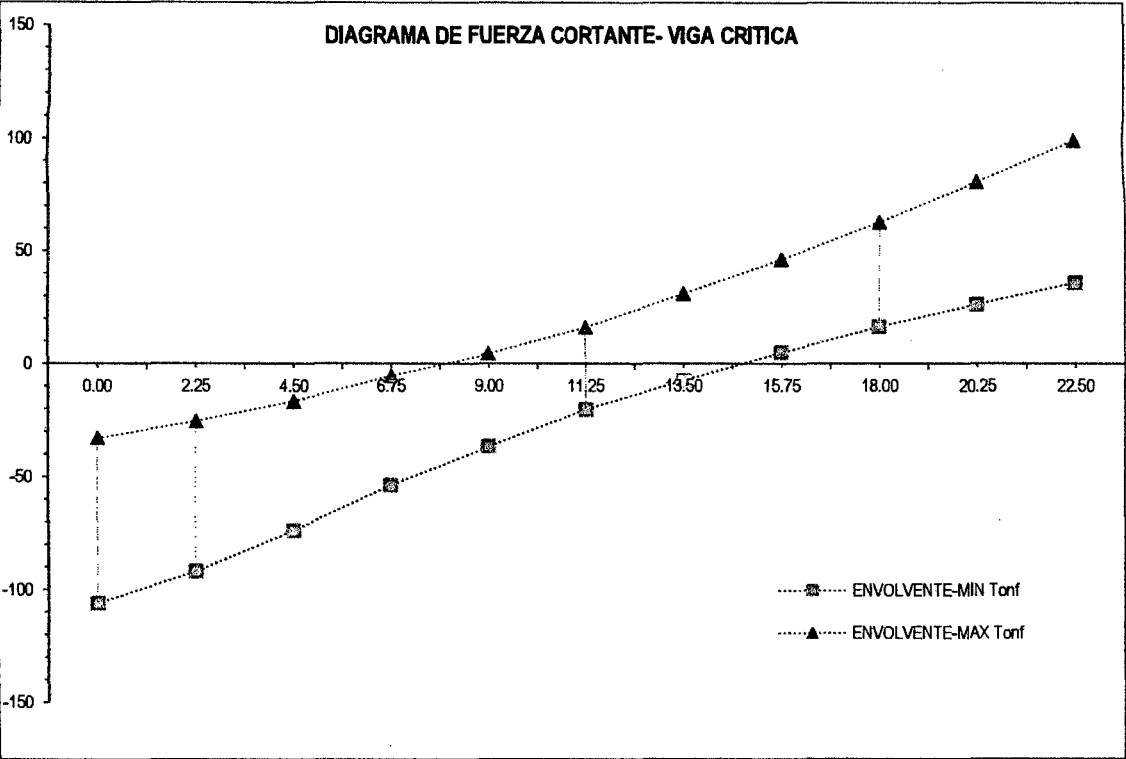


Fig. Nº 164: Envolvente de Fuerza Cortante - Primer y tercer tramo.

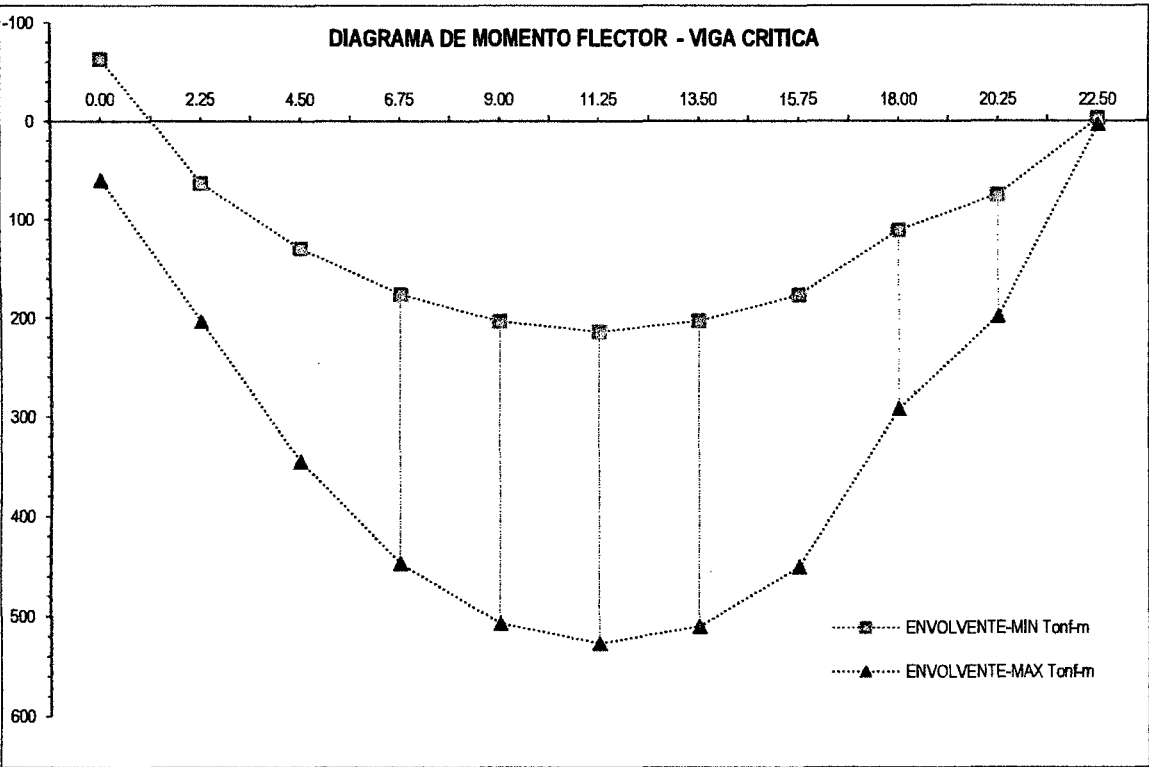


Fig. Nº 165: Envolvente de Momento Flector - Primer y tercer tramo.

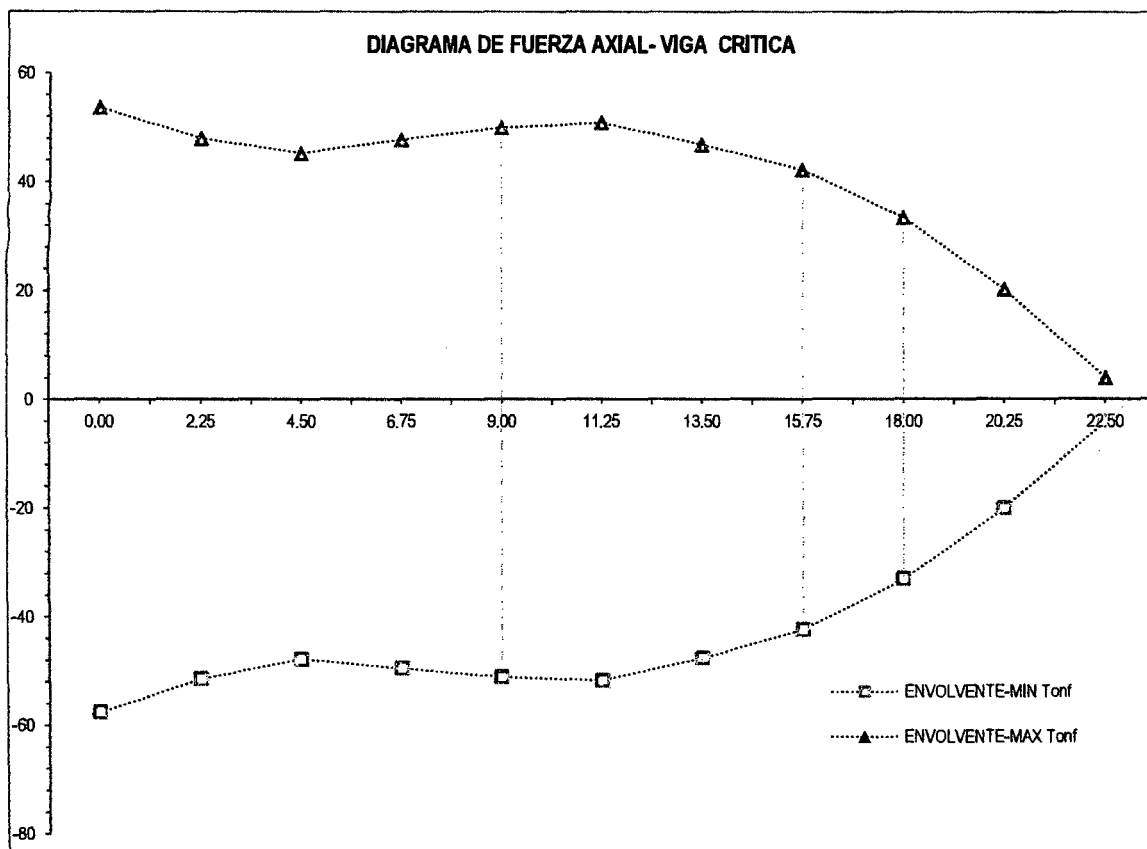


Fig. Nº 166: Envolvente de Fuerza Axial - Primer y tercer tramo.

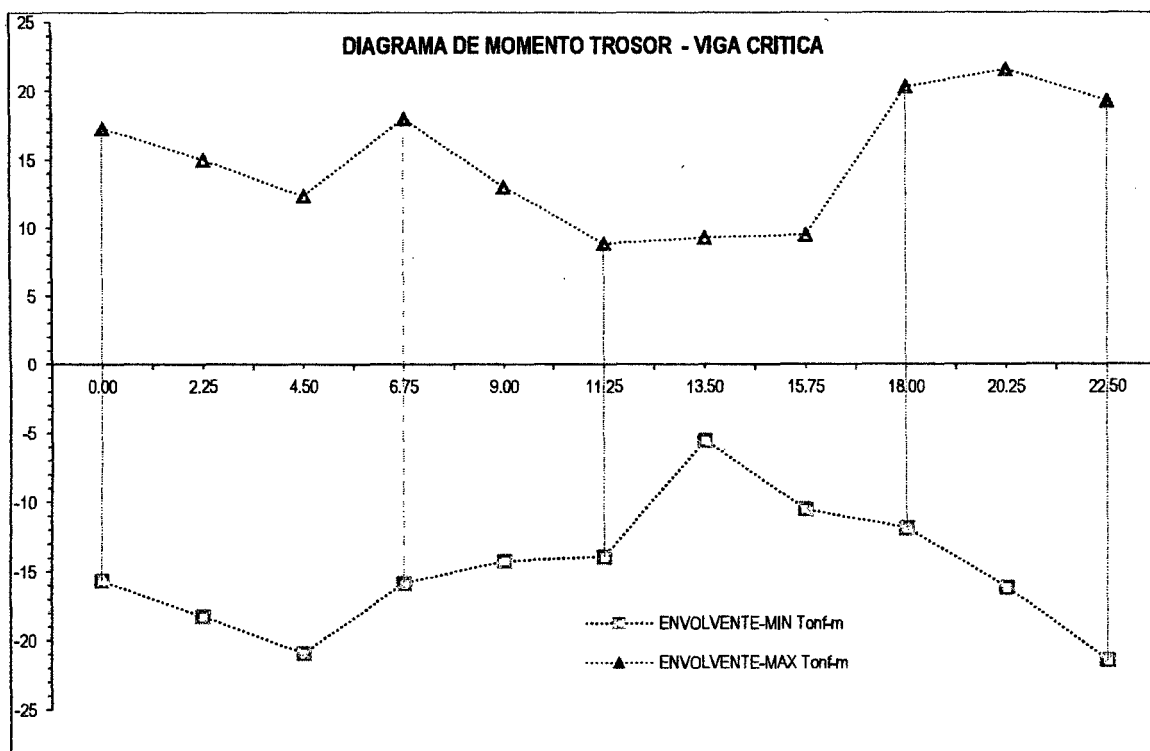


Fig. Nº 167: Envolvente de Momento Torsor - Primer y tercer tramo.

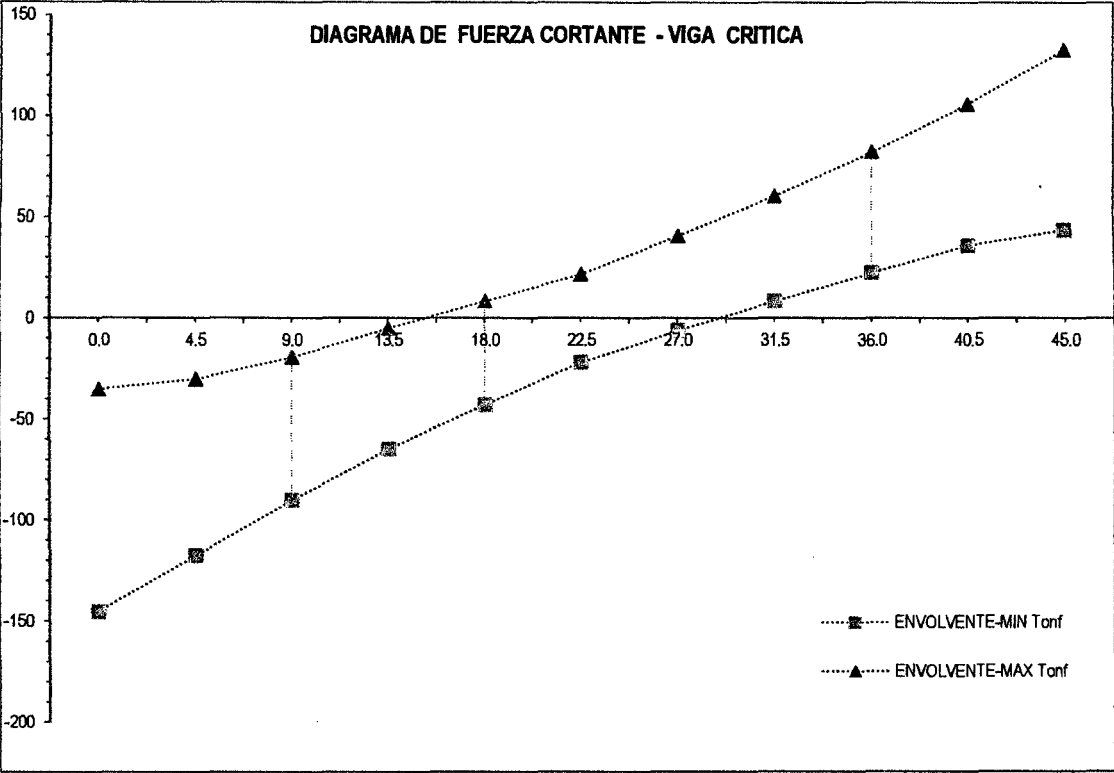


Fig. Nº 168: Envolvente de Fuerza Cortante - Segundo tramo.

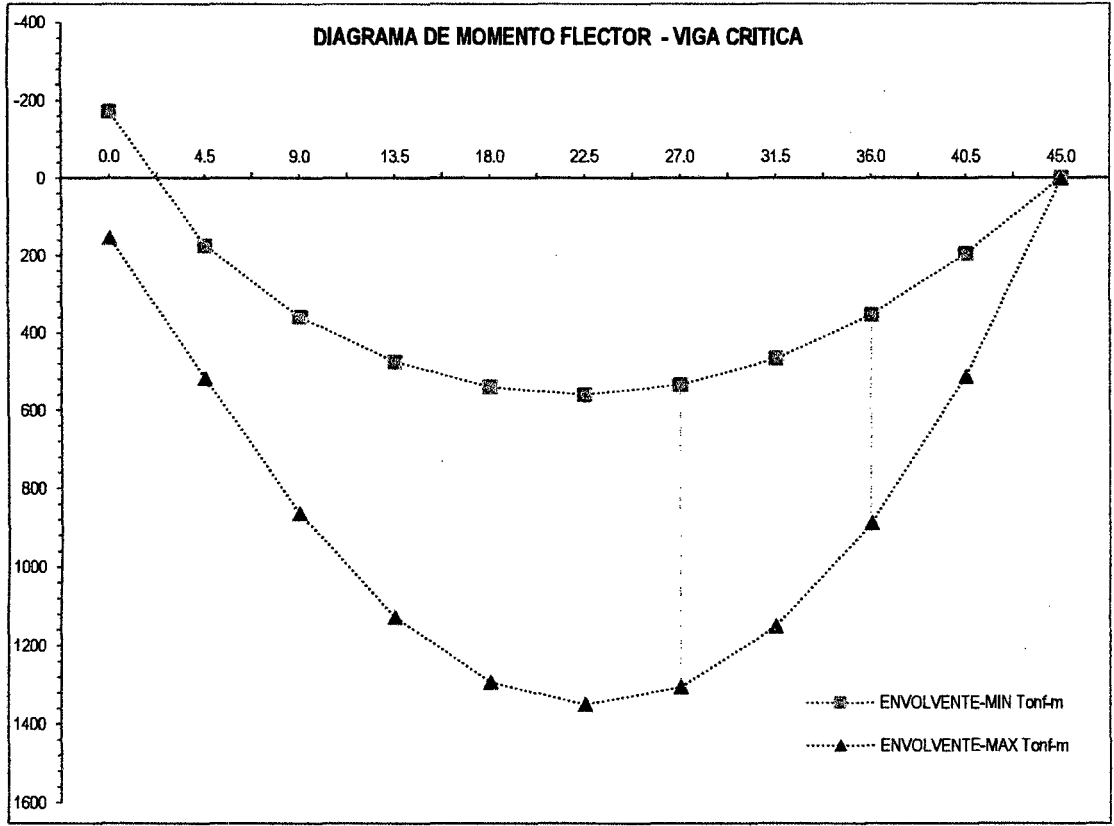


Fig. Nº 169: Envolvente de Momento Flector - Segundo tramo.

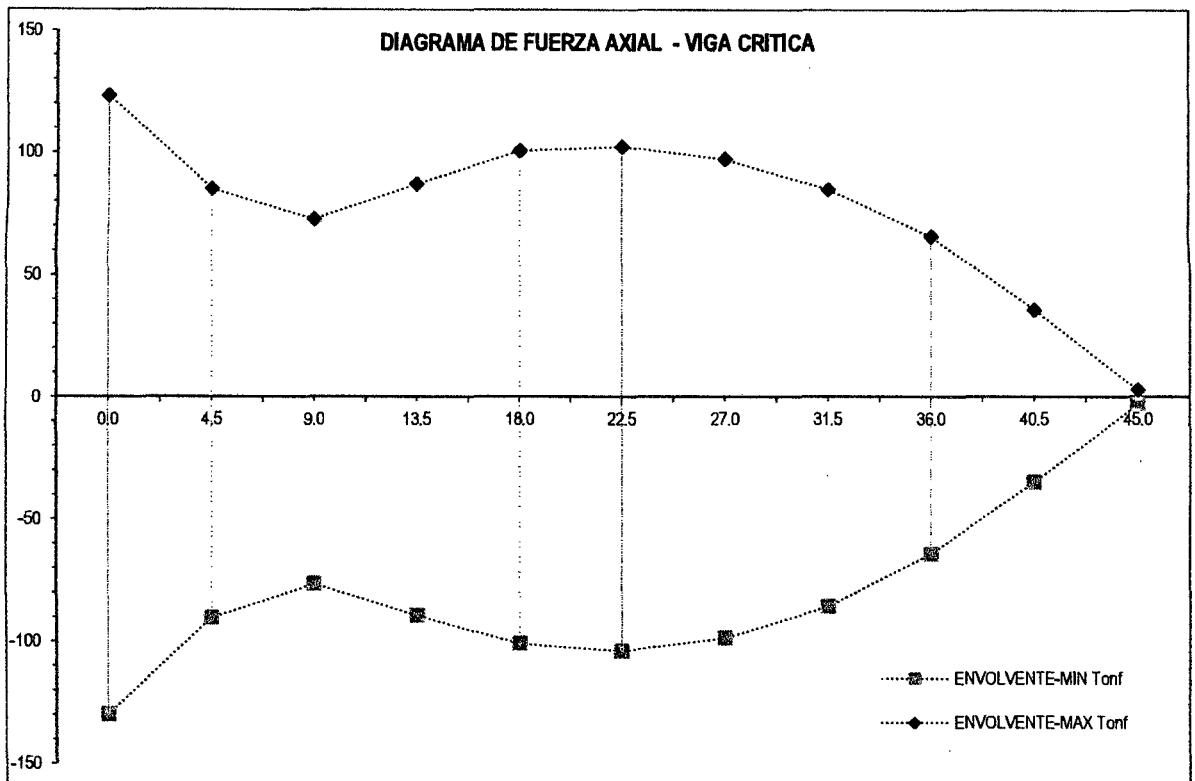


Fig. Nº 170: Envoltorio de Fuerza Axial - Segundo tramo.

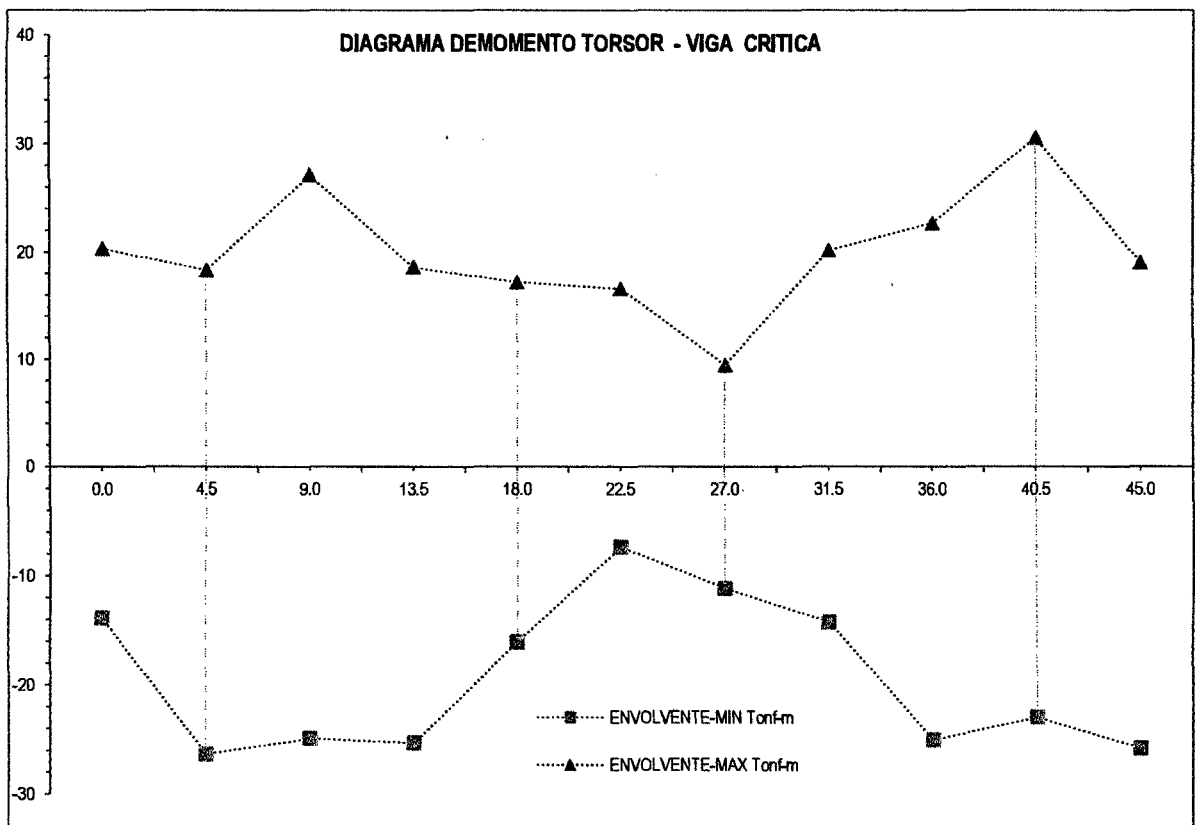


Fig. Nº 171: Envoltorio de Momento Torsor - Segundo tramo.

Respuesta por Resistencia I (Losa).

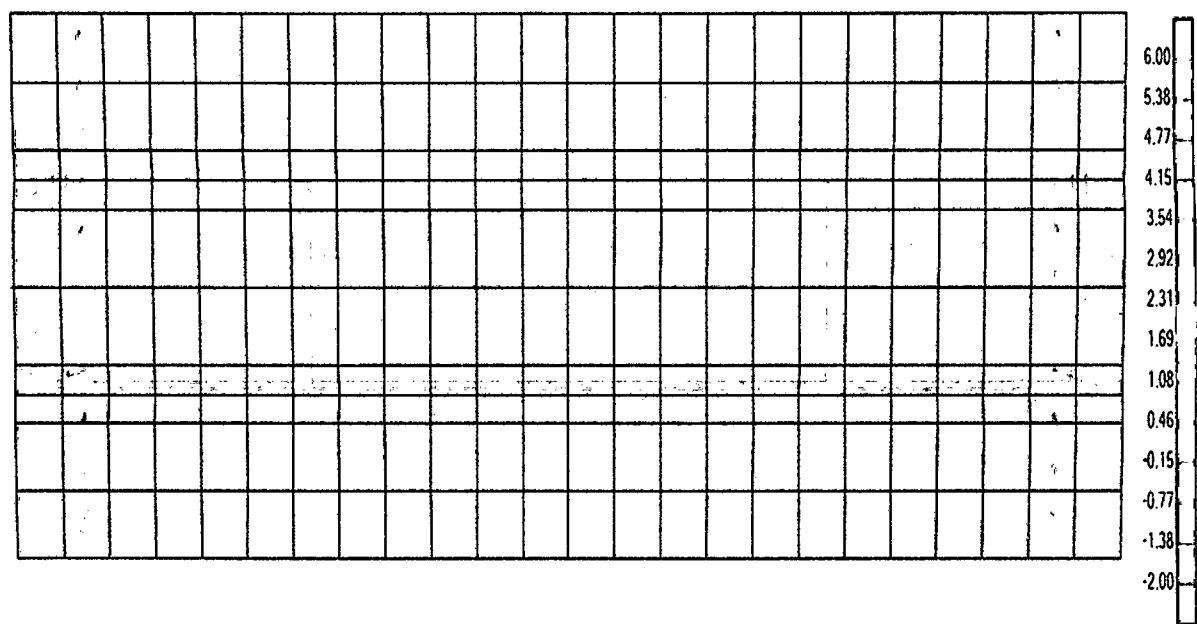


Fig. N° 172: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia I en la Losa – Primer y tercer tramo

Respuesta por Resistencia II (Losa).

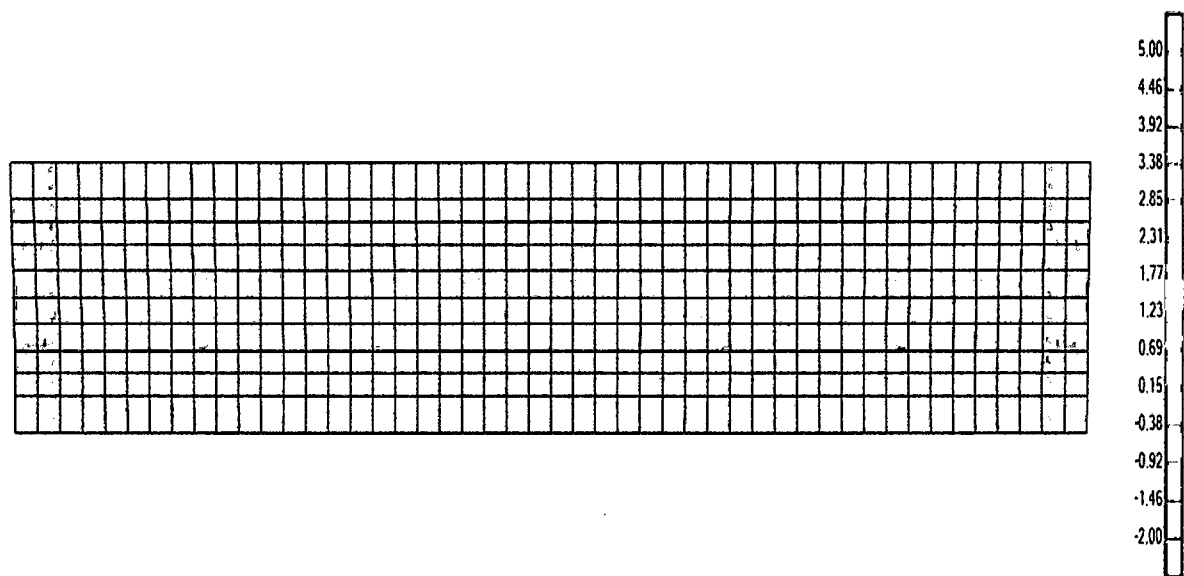


Fig. N° 173: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia II en la Losa – Segundo Tramo.

Respuesta por Servicio I (Losa).

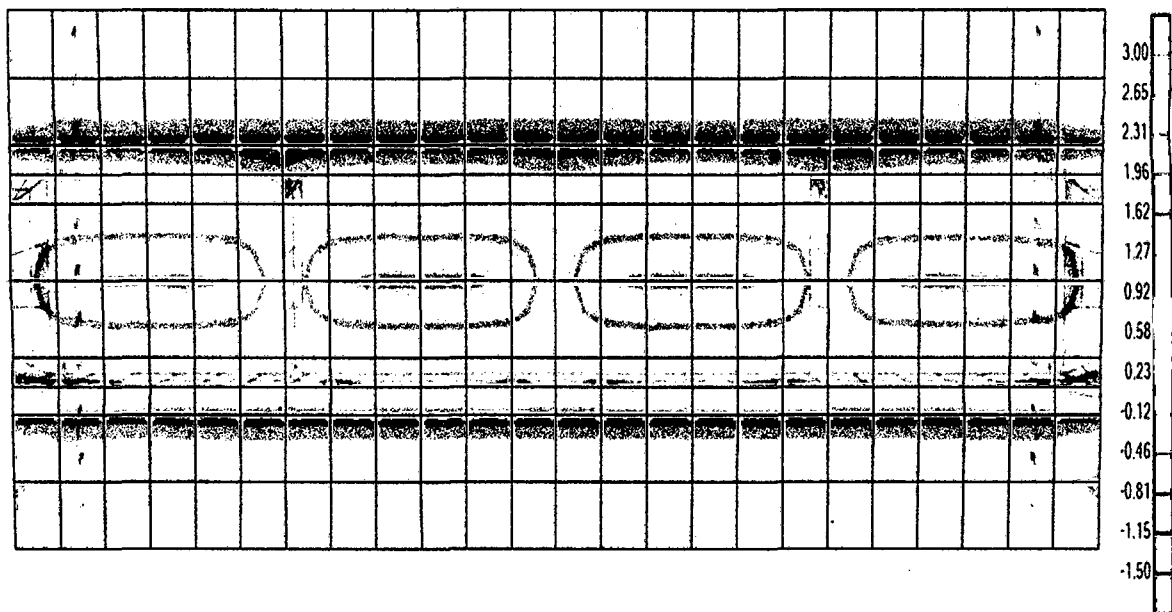


Fig. Nº 174: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa – Primer y tercer tramo

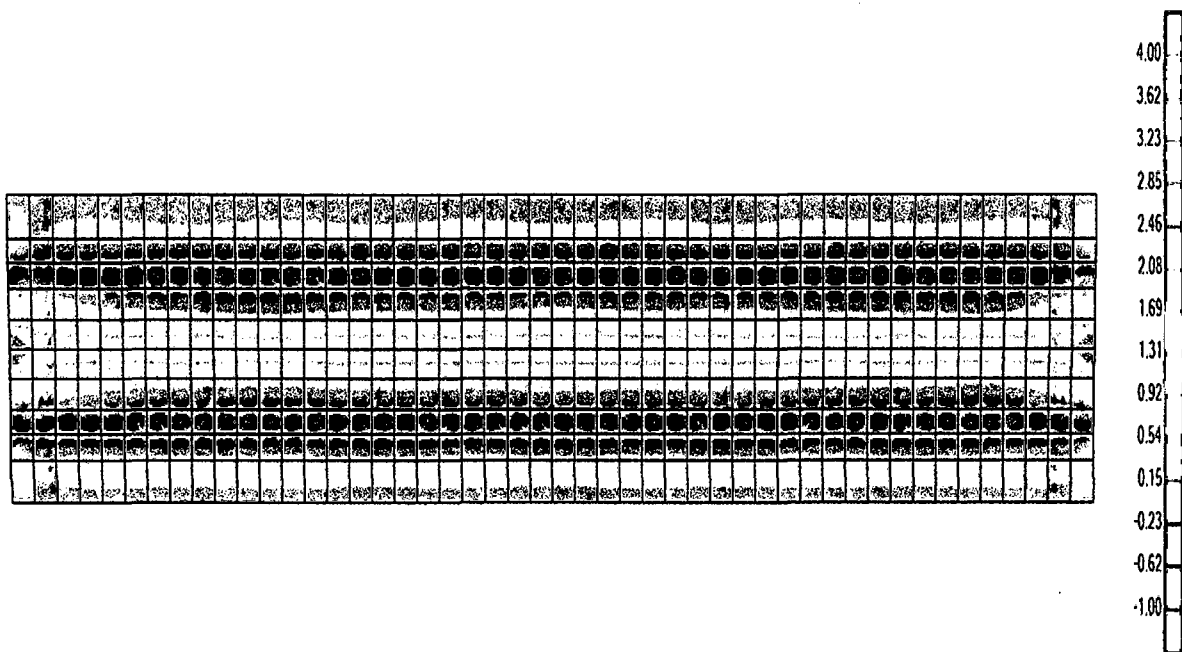


Fig. Nº 175: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa – Segundo Tramo.

Respuesta por Fatiga (Losa).

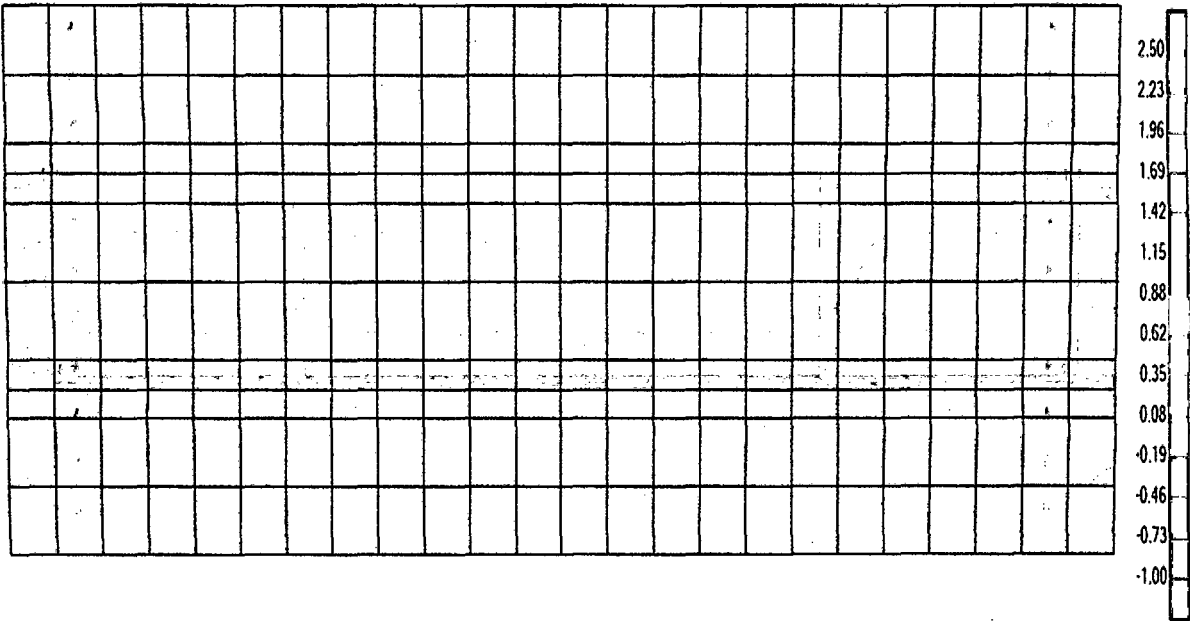


Fig. Nº 176: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa – Primer y tercer tramo

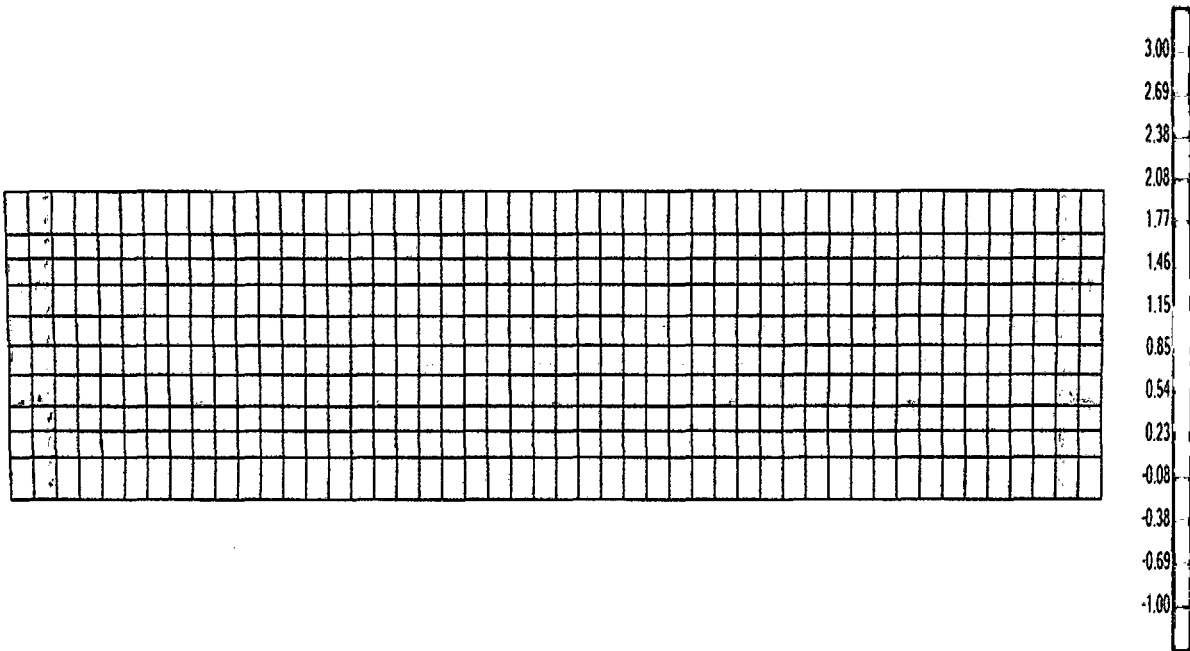
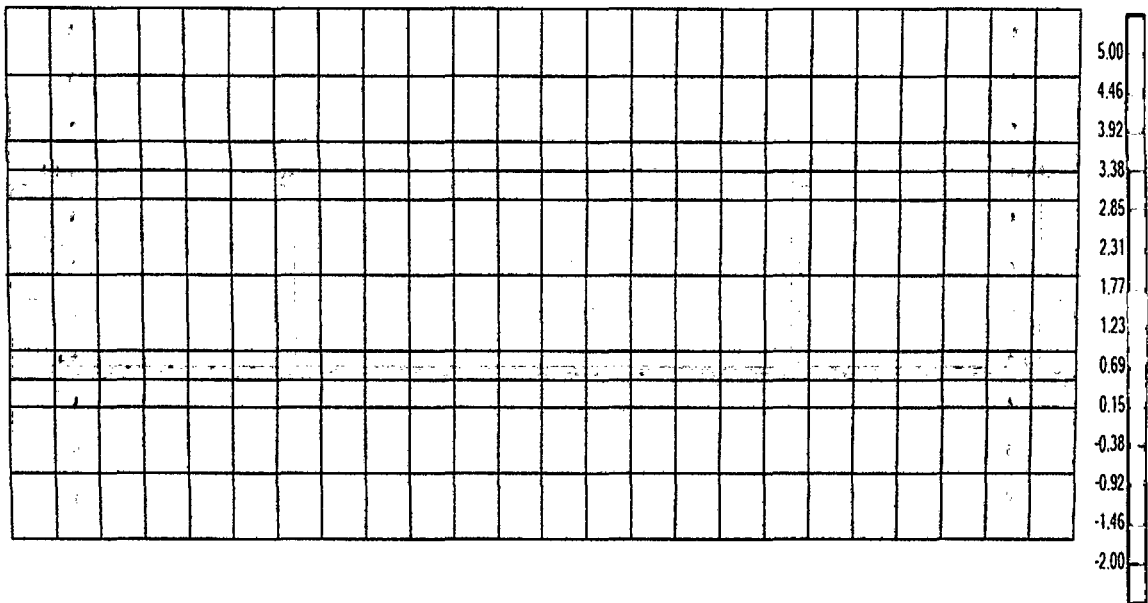
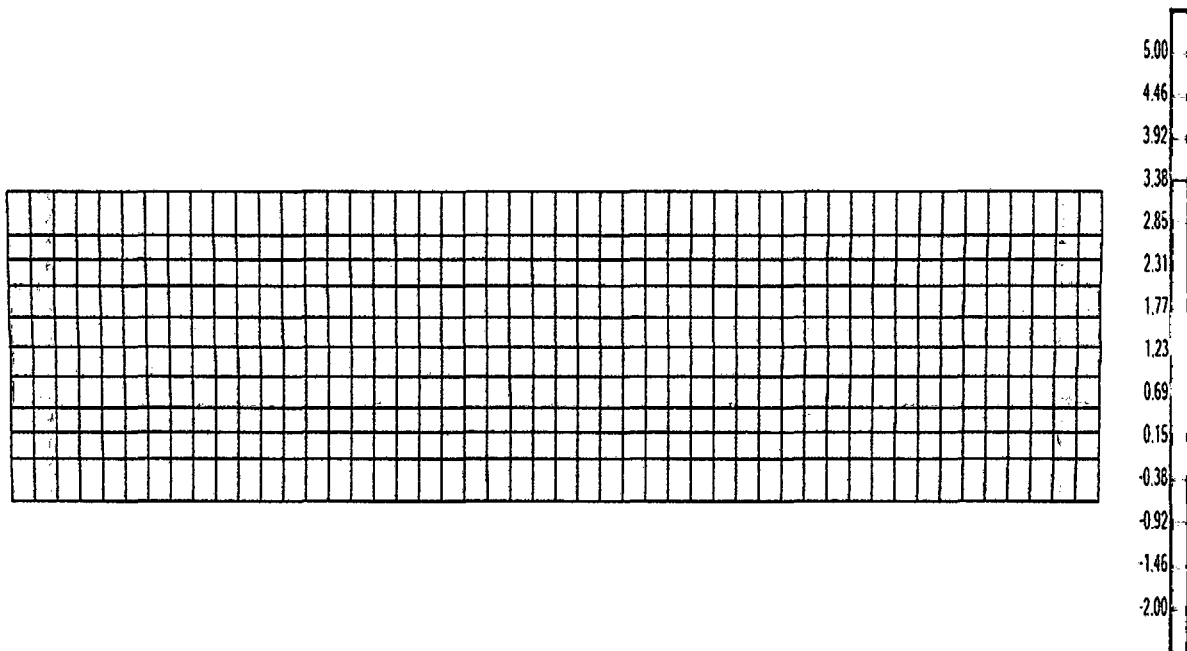


Fig. Nº 177: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa – Segundo Tramo

Respuesta por Evento Extremo I (Losa).



**Fig. Nº 178: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa
– Primer y tercer tramo**



**Fig. Nº 179: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa
– Segundo Tramo.**

Deflexión Primera Propuesta

Usaremos para el primer y tercer tramo $d = \frac{22500}{800} = 28.125mm$; estamos dentro del permitido; de no cumplir podrá usar contra flecha en el proceso constructivo para absorber la deformación por el peso propio.

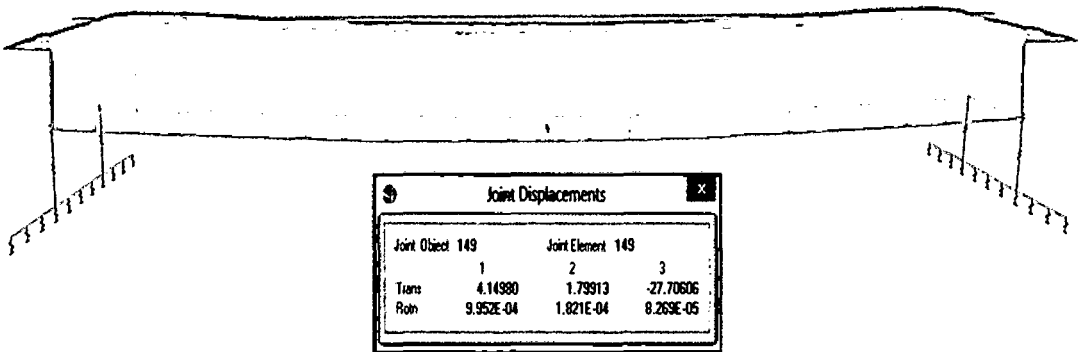


Fig. N° 180: Deflexión por servicio = 27.70mm.-Primer y Tercer Tramo.

Usaremos para el segundo tramo $d = \frac{45000}{800} = 56.25mm$; estamos dentro del permitido; de no cumplir podrá usar contra flecha en el proceso constructivo para absorber la deformación por el peso propio.

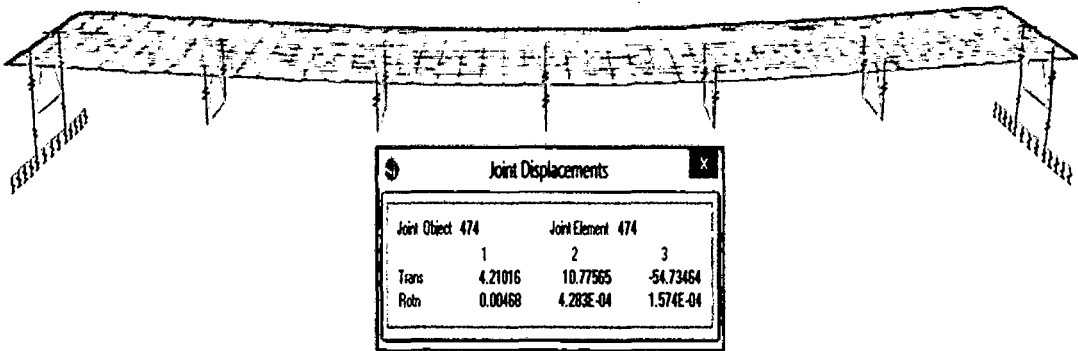


Fig. N° 181: Deflexión por servicio = 54.73mm.-Segundo Tramo.

3.2.5.1.2. SEGUNDA PROPUESTA

3.2.5.1.2.1 Descripción

Para esta propuesta se optó por un puente conformado de dos tramos. Los tramos es de tipo sección compuesta de luz 45.00 m cada uno simplemente apoyado. Las vigas principales son de sección I o W, de peralte de 1.80 m. y base de 0.60 m.

La estructura portante del tablero forma una estructura tipo emparrillado sobre el cual se encuentra la losa de concreto armado de 0.22 m. de espesor entre la viga principal y varía de 0.20 m. a 0.15 m. en los voladizos. La armadura principal de la losa es perpendicular al eje longitudinal del puente los voladizos tiene una longitud de 1.75 m y sobre ellos descansan dos veredas de 1.20 m de ancho. Transversalmente se han colocado vigas diafragmas espaciadas a 7.50m con la finalidad de arriostrar la vigas principales y brindar mayor rigidez al tablero. Los principales elementos se presenta en el cuadro N° 01.

3.2.5.1.2.2 Materiales

- Hormigón

El hormigón tendrá las siguientes resistencias:

Losa del Tablero : Concreto $f'c = 28$ MPa.

Veredas : Concreto $f'c = 28$ MPa.

El módulo de elasticidad del hormigón será calculado por la siguiente relación especificada en la Norma AASHTO LRDF. Fórmula (162).

$$E_c = 0.043y_c^{1.5}\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa.}$$

Dónde:

y_c : Densidad del hormigón (kg/m³).

f'_c : Resistencia especificada del concreto en MPa.

$$E_c = 0.043 \times 2,320^{1.5} \sqrt{28} \times 10 = 254,260.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ para } f'_c 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El módulo de Poisson se puede asumir como 0.20.

• **Acero de Refuerzo**

El acero de refuerzo deberá cumplir con la norma ASTM A615 Gr 60 para obtener el esfuerzo de fluencia siguiente:

Acero de Refuerzo : $f_y=420$ MPa

• **Acero de Estructural**

Estructura Metálica : Acero ASTM A709 Grado 250

Propiedades del Acero Estructural de Acuerdo al Manual de Puentes del LRFD

Coeficiente de Expansión Térmica : $\alpha = 11.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Módulo de elasticidad : $E_a = 200,000$ MPa

Coeficiente de Poisson : $\nu = 0.3$

Limite Elástico Mínimo : $F_y = 250$ MPa

Resistencia a la tracción Mínimo : $F_U = 408$ MPa

3.2.5.1.2.3 Predimensionamiento

• **Losa**

El método LRDF establece que la altura mínima para un tablero de concreto armado es de 175mm, excluyendo cualquier tolerancia para el pulido y superficie sacrificable. La separación entre vigas es de 2.60m. El predimensionamiento se calcula de la siguiente manera.

Espesor de Losa:

$$e_1 = 1.2x \frac{(2600+3000)}{30}$$
$$e_1 = 1.2x \frac{(2600+3000)}{30} = 224mm \neq 22cm.$$

.....

Tabla Nº 18

• **Vigas Principales**

El método LRDF proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo-peralte de la viga, de donde para los casos a desarrollar el predimensionamiento de las vigas serian:

De Acero – primer y segundo Tramo:

$$Peralte_{viga-A} = 0.040(L) \quad \dots\dots\dots$$

Tabla N° 18

$$Peralte_{viga-A} = 0.040(45) = 1.80m \neq 1.80m$$

Se presenta la siguiente geometría de la superestructura, que se presenta a continuación:

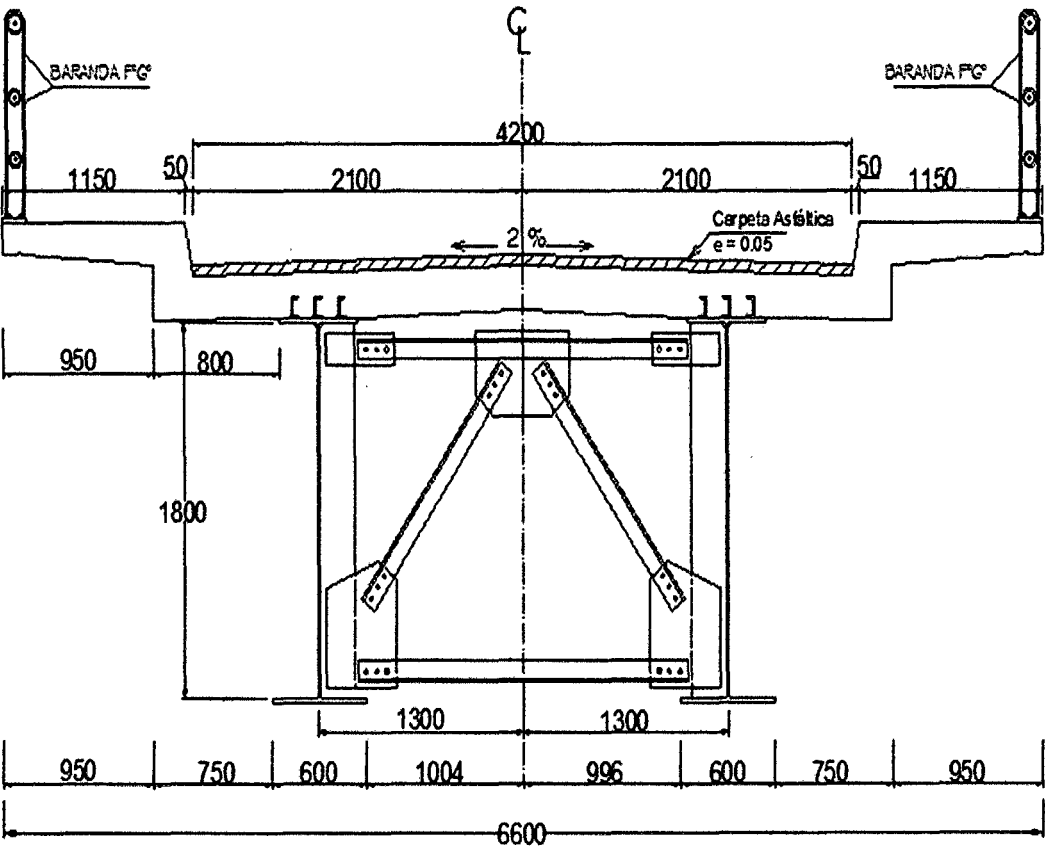


Fig. N° 182: Sección Compuesta – primer y Segundo Tramo

3.2.5.1.2.4 Análisis Estructural

El análisis estructural del puente se ha elaborado en base al proceso constructivo y las cargas que actúan sobre la estructura durante la vida útil del puente.

Se han considerado diversos tipos de cargas, entre ellos: Carga Muerta (DC), carga viva (LL), cargas por efecto de viento (DS), cargas sísmicas (EQ), etc.

Para el análisis lineal se utilizó el programa CSIBridge de Computers & Structures Inc. (CSI).

El modelo del puente en ambos tramos se ha utilizado dos tipos de elementos, que son los elementos Frame para las vigas de acero (principales y diafragmas) y Shell para la losa y veredas.

3.2.5.1.2.4.1 Modelo Estructural en CSI Bridge

El modelo del puente se creó en el interfaz del CSIBridge y se ha utilizado dos tipos de elemento como se describió líneas arriba, el tipo Frame y Shell. Para todos los elementos estructurales de la superestructura.

Como se definieron las propiedades de todas las secciones de acuerdo al tipo de material, entonces el programa internamente calcula el peso del puente y adiciona el peso de la superficie de rodadura más la carga peatonal.

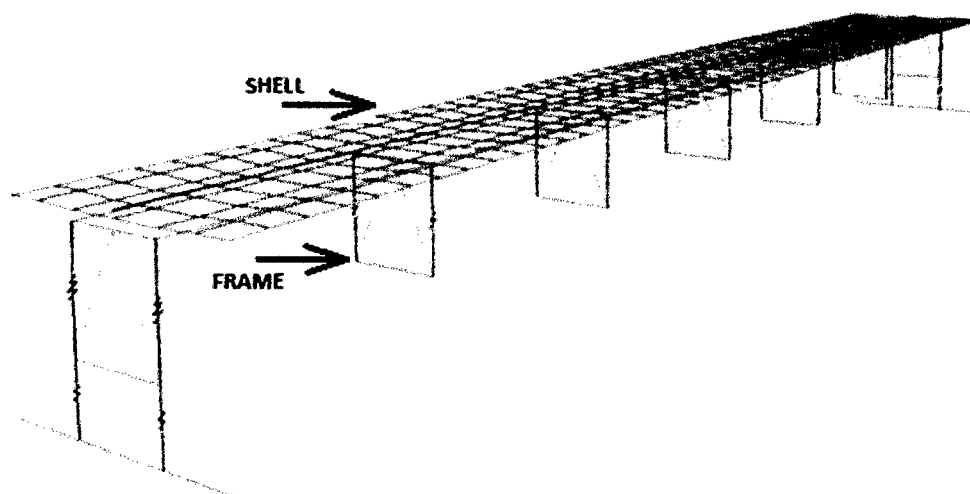


Fig. N° 183: Modelo Estructural en CSIBridge – primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2 Cargas

3.2.5.1.2.4.2.1 Cargas Muertas (DC):

Conformada por el peso propio de la losa, vigas principales, vigas diafragmas, barandas, etc. Para todos los elementos se han utilizado las densidades indicadas en la Tabla N° 08: Densidades. (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.5.1-1).

También se tomó la carga lineal de las barandas de 0.100tnf/ml , en cada extremo del puente, que se muestra en la figura N° 184.

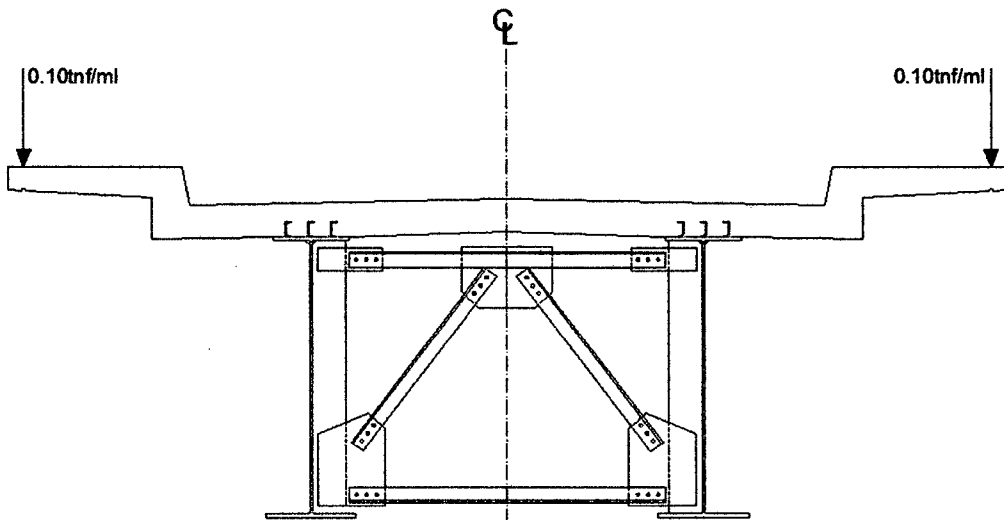


Fig. N° 184: Sección Sometida a Carga de Barandas - Para el primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2.2 Peso de Asfalto (DW):

La carga de la superficie de rodadura se tomó como una carga distribuida de un pavimento de 0.05m de espesor, es decir es una carga de $2.250 \text{Tnf/m}^3 \times 0.05 \text{m} = 0.1125 \text{Tnf/m}^2$, que se muestra en la siguiente figura N° 185.

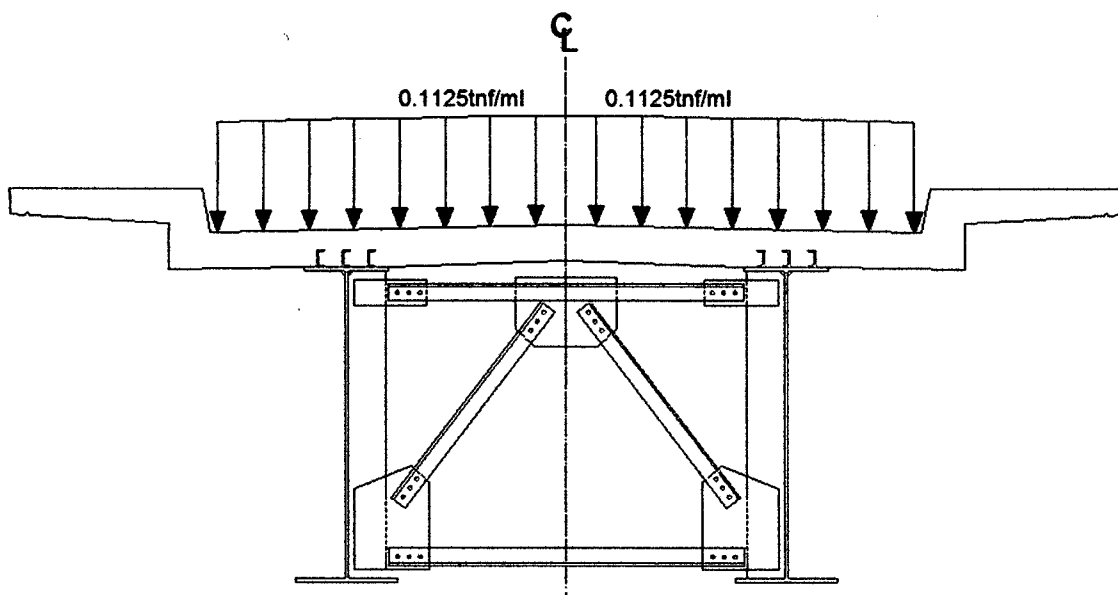


Fig. N° 185: Sección Sometida a Carga de Asfalto - Para el primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2.3 Cargas Transitorias: PL y LL

Para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño y la presencia de múltiples sobrecargas deberán satisfacer los requisitos del Manual LRFD.

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- a).- Camión de diseño o tándem de diseño.
- b).- Carga del carril de diseño.

3.2.5.1.2.4.2.4 Carga Peatonal: PL

Se aplicará una carga peatonal de 0.360 Tnf/m^2 en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, que se muestra en la figura N° 186.

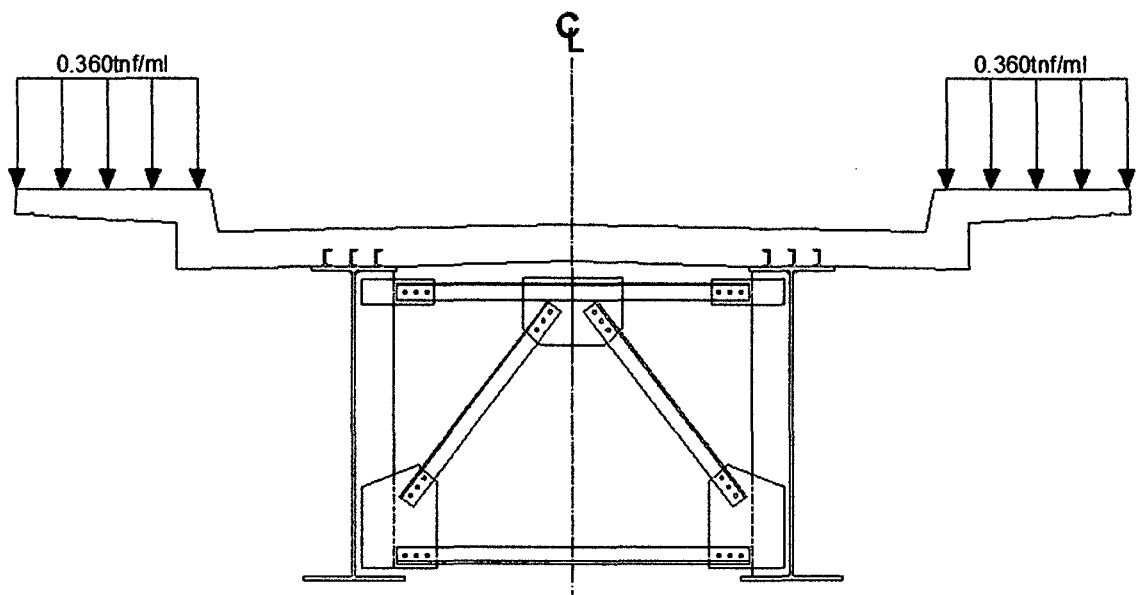


Fig. N° 186: Sección Sometida a Carga Peatonal- Para el primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2.5 Cargas Vivas (LL):

Se han determinado siguiendo los procedimientos que indica el “Manual de Diseño de Puentes” (MTC, 2003), el cual se basó en el AASHTO LRFD Bridge Design Specification.

Número de líneas de diseño: Generalmente el número de líneas de diseño debería ser determinado tomando la parte entera de la relación $w/360$, donde w , es el ancho de la superficie de rodadura en cm.

El ancho de la superficie de rodadura es de $w=420\text{cm}$, en consecuencia el número de líneas de diseño será $420/360=1.67$, por consiguiente se utilizara una (01) línea de diseño de 3.60m de ancho como se muestra en la figura N° 187.

Bridge Lane Data

Lane Name LANE1		Coordinate System GLOBAL	Units Tonf, m, C
Maximum Lane Load Discretization Lengths Along Lane: 3.048 Across Lane: 3.048		Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/4 of Span Length <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/10 of Lane Length	
Lane Data	Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m
PP-SR-TC		0	0
PP-SR-TC		45	0
			Lane Width m
			4.2
			4.2
Move Lane... Add Insert Modify Delete			
Plan View (X-Y Projection) 		Layout Line Station Bearing Radius Grade X Y Z <input checked="" type="checkbox"/> Snap To Layout Line <input checked="" type="checkbox"/> Snap To Lane	Objects Loaded By Lane <input checked="" type="radio"/> Program Determined <input type="radio"/> Group Lane Edge Type Left Edge: Interior Right Edge: Exterior Display Color: OK Cancel

Fig. N° 187: Para el primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2.5.1 Carga en la Línea de Diseño:

La línea de diseño consistirá en una carga de 9.30kN/m (970kgf/m) uniformemente distribuida en la dirección longitudinal.

Transversalmente la carga de la línea de diseño será asumida como uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.00m. Los efectos de fuerza de las cargas de las líneas de diseño no estarán sujetas a efectos dinámicos.

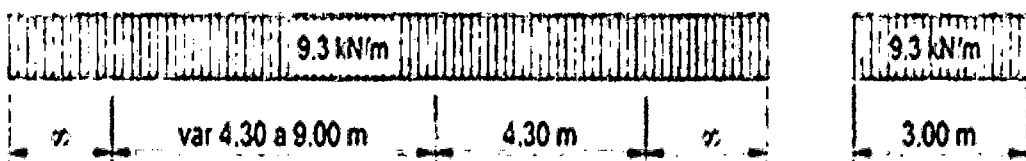


Fig. N° 097: Carga en la línea de Diseño.

3.2.5.1.2.4.2.5.2 Vehículos de Diseño:

Los vehículos de diseño se definieron siguiendo especificaciones del AASHTO-LRFD 2010. Camión HL-93.

El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la línea de carga (línea de diseño). El tándem de diseño consiste en dos ejes de 25kips (110KN) espaciados a 4 pies (1.20m) más la consideración de la amplificación dinámica 33%. La línea de diseño consiste en una carga uniforme de 0.64kips/ft. (9.30KN/m) distribuida sobre todos los tramos del puente. Esta combinación está definida en el programa como HL-93M.

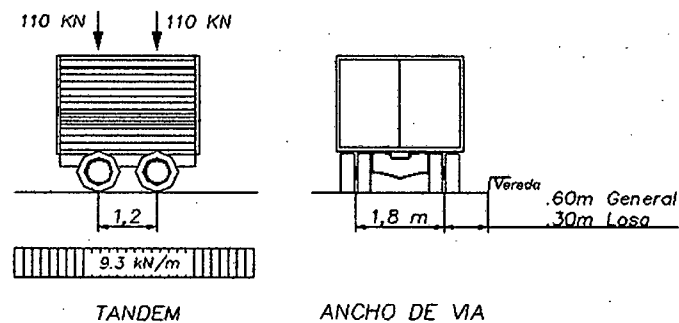


Fig. N° 098: Tandem de Diseño.

General Vehicle Data

Vehicle name
HL-93M-1

Units
Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All Other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle	None	Modify/Show...
Uniform	None	Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288

Add

Insert

Modify

Delete

☐ Vehicle Applies To Straddles (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK

Cancel

Fig. N° 188: Modelo Estructural En CSIBridge – Tandem de Diseño.

El efecto de un camión de diseño con espaciamiento variable entre ejes, combinado con el efecto de la línea de carga (carril de carga) de 0.64kips/ft.

(9.30KN/m). Esta combinación está identificada en CSIBridge como HL-93K; la carga entre ejes es también amplificada al 33%.

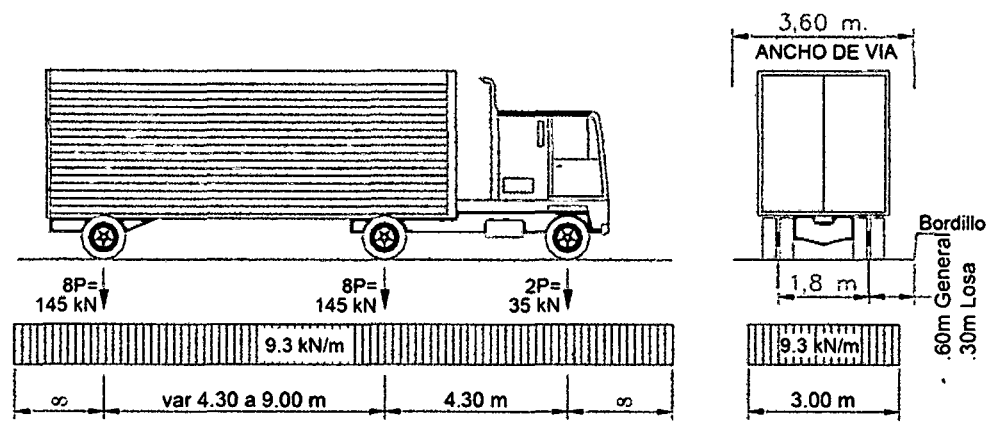


Fig. N° 100: Camión de Diseño HL-93K.

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93K-1 Units: Tonf, m, C

Flotting Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show

Uniform: None Modify/Show

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Lagging Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Add Insert Modify Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Fig. N° 189: Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93K.

Para momentos negativos entre puntos de inflexión: 90% del efecto de un tren de carga combinado con el 90% del efecto del carril de carga. El tren de cargas

consiste en dos camiones de diseño espaciados una distancia mínima de 50' (15m) entre el eje delantero de un camión y el eje posterior del otro camión.

La distancia entre los dos ejes de 32kips deberá ser de 14' (4.30m) para cada camión. Los puntos de inflexión se evalúan según la separación entre camiones. Esta combinación está identificada en CSIBridge como HL-93S.

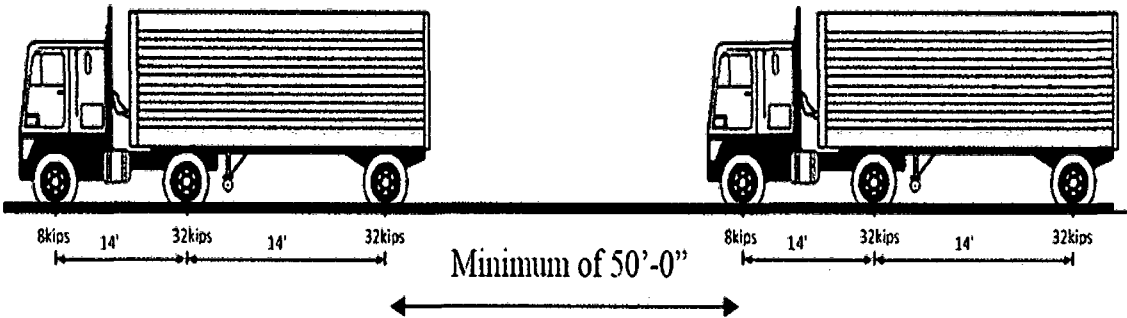


Fig. N° 102: Camión de Diseño HL-93S.

General Vehicle Data

Vehicle name

HL-93S-1

Units

Tonf, m, C

Floating Axle Loads

Value

Width Type

Axle Width

For Lane Moments

0.

One Point

For Other Responses

0.

One Point

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☐ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge

0.3048

Lane Interior Edge

0.6096

Length Effects

Axle

None

Modify/Show

Uniform

None

Modify/Show

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048			

Add

Insert

Modify

Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (in Lane Longitudinal Direction)

OK

Cancel

Fig. N° 190: Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93S.

De acuerdo a lo indicado líneas arriba se ha especificado tres sistemas de carga móvil, luego se ensambla estas cargas móvil a un vehículo clase cuyo nombre es HL-93 donde se encontraran los tres sistemas propuestos, HL-93M, HL-93K y HL-93S.

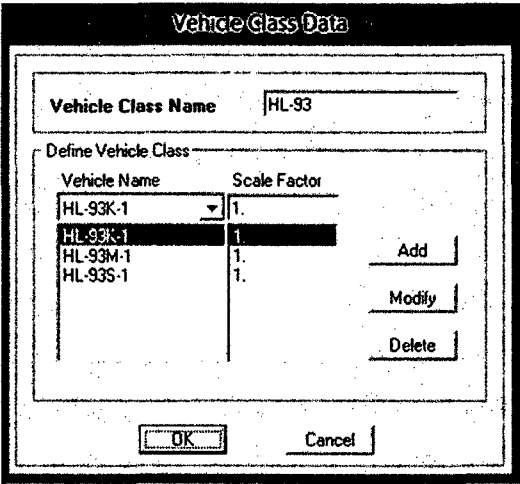


Fig. N° 191: Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93.

3.2.5.1.1.4.2.6 Análisis de Losa

Para el análisis de los momentos flectores máximos que se producen en la sección transversal debido a la sobrecarga vehicular se considera una carga equivalente a una línea de eje transversal del camión. La carga se colocara a 0.30m de la cara del guardarruedas o bordillo.

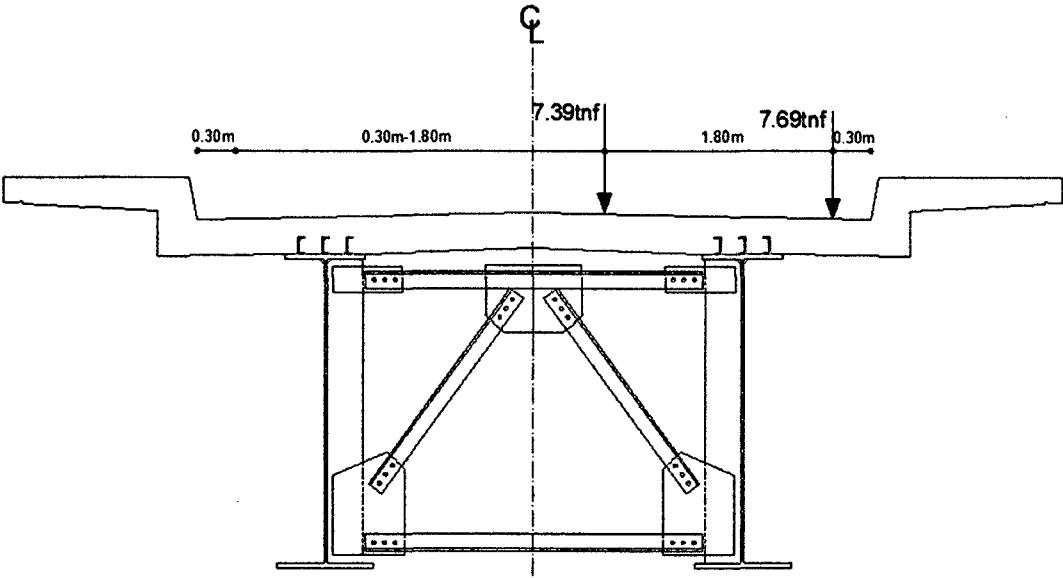


Fig. N° 192: Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa - Para el Primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.1.4.2.7 Analisis de la Viga Diafragma

Las vigas diafragma son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas principales, en apoyos y puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir las fuerzas laterales. En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones del AASHTO que sugerirán se les coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro.

Para analizar los diafragmas la sobrecarga móvil deberá tener las siguientes ubicaciones.

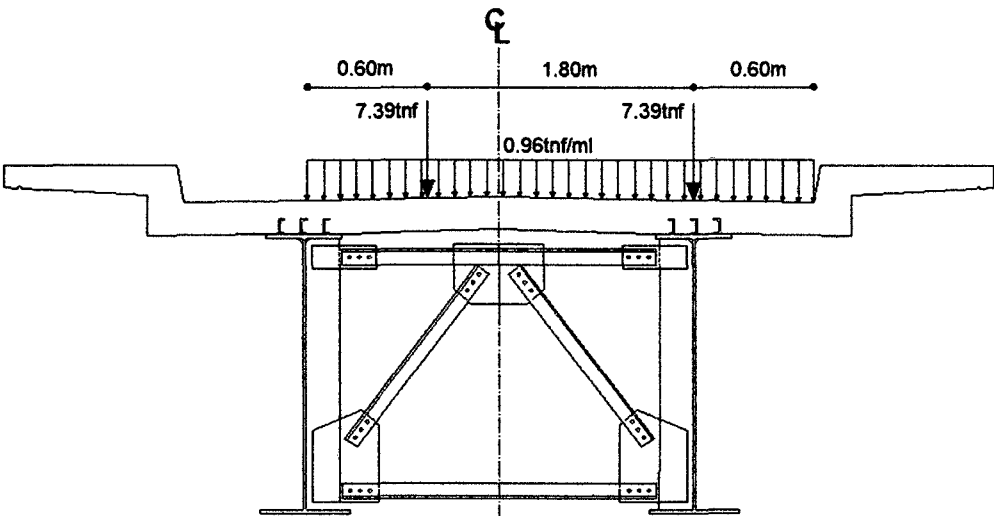


Fig. Nº 193: Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma - Primer y Segundo Tramo.

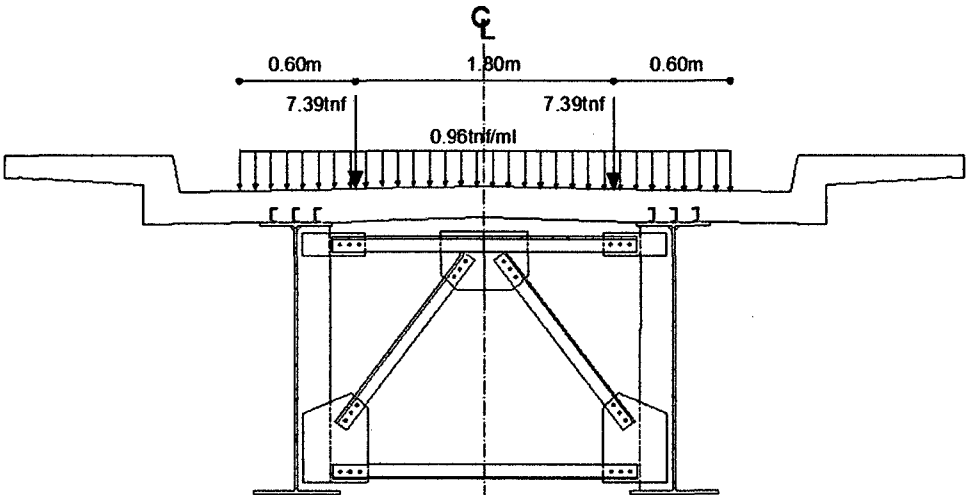


Fig. Nº 194: Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma - Primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2.8 Efectos Dinámicos:

Cuando los vehículos pasan a su velocidad de diseño producen vibraciones sobre la estructura y dicha vibración amplifica la carga estática de los vehículos, para considerar ese efecto se utilizarán los factores de ampliación de carga dinámica que indica la tabla N° 09 (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.6.2.1-1).

En el CSIBridge se incrementó en 33% la carga de tándem y del camión de diseño de manera particular sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Fuerza de frenado BR: Para la fuerza de frenado consideraremos toda la longitud del puente, $L=45.00\text{m}$. Esta fuerza se toma el máximo de lo siguiente:

25% del camión de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(3.5 + 14.5 + 14.5) = 8.125 \text{ Tn}$$

25% del tándem de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(11 + 11) = 5.50 \text{ Tn}$$

5% del camión de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(3.5 + 14.5 + 14.5) + (45.00 \times 0.970)] = 3.80 \text{ Tn}$$

5% del tándem de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(11 + 11) + (45.00 \times 0.970)] = 3.28 \text{ Tn}$$

La fuerza de frenado será:

$$BR_{\text{neto}} = (BR_{\text{Single Lane}}) \times (\# \text{Carriles}) \times (\text{FMP})$$

$$BR_{\text{neto}} = (8.125) \times (1) \times (1.2) = 9.75 \text{ Tn}$$

El valor de presencia múltiple se tomara de la AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.6.1.1.2-1.

Se asumirá que esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de 1.80m por encima de la superficie de rodadura en la dirección longitudinal para causar los efectos de fuerza extrema.

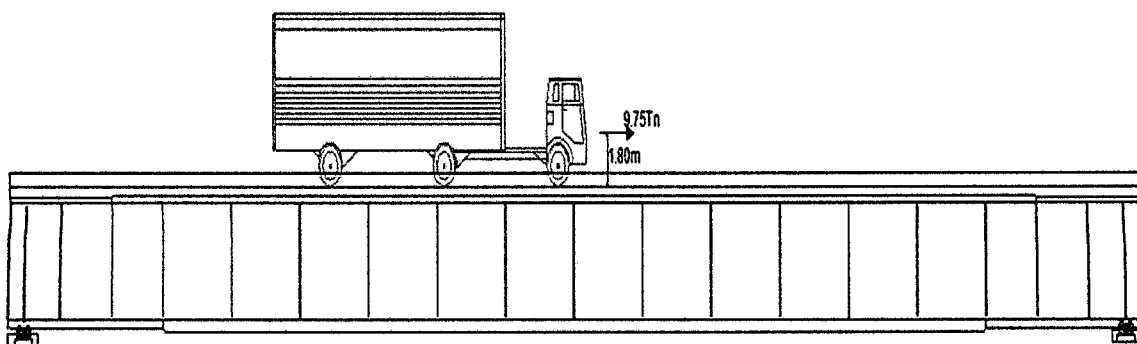


Fig. N° 195: Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93 - Para el Primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2.9 Cargas de Viento (WL y WS):

Presión horizontal del viento:

Las presiones especificadas en el AASHTO – LRFD 2010 asumen que son causadas por una velocidad de diseño de viento, $V_B=160\text{km/h}$. Las cargas de viento se asumen como uniformemente distribuidas sobre el área expuesta al viento. El área expuesta es la suma de las áreas de todos los componentes, incluyendo los sistemas de piso y barandas que se vería en una elevación perpendicular a la dirección asumida del viento.

Esta dirección puede ser variada para determinar los efectos extremos de dichas fuerzas sobre la estructura y sus componentes.

Las áreas que no contribuyen en el efecto de fuerza extrema pueden ser despreciadas en el análisis.

Para puente o partes de puentes a 10.00m por encima del nivel de terreno o agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , deber ser ajustado de acuerdo a:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Fórmula N° 154}$$

El AASHTO – LRFD 2010 indica que V_{10} puede ser extrapolado de:

- Los mapas eólicos. (ver figura N° 114).
- Estudios específicos de viento.
- En ausencia de un buen criterio, se puede asumir que $V_{10}= V_B=160\text{km/h}$.

El manual de diseño de puente, MTC 2003, denomina C a la relación 2.5 (V_0/V_B) y muestra lo siguiente:

$$V_{DZ} = CV_{10} \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \geq V_{10} \quad \text{Fórmula N° 155}$$

Donde los valores de C y Z_0 se pueden extraer de la tabla 2.4.3.10.1-1 del Manual de Diseño de Puentes - MTC 2003, para diferentes zonas.

Del mapa eólico del Perú de la figura N° 114, se puede interpolar la velocidad V_{10} para la zona del puente.

Con ayuda del mapa eólico del Perú, V_{10} , resulta ser 55km/h. Como el puente se encuentra dentro de la ciudad de la provincia de San Martín en zona urbana utilizaremos $C=0.485$ km/h, $Z_0=0.8$ m, $Z=10.00$ m. Por consiguiente la velocidad de diseño, V_{DZ} , es:

$$V_{DZ} = 0.485 \times 55 \times \ln\left(\frac{10}{0.8}\right) = 67.37 \frac{\text{km}}{\text{h}} \geq 55 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

Presiones de viento sobre estructuras:

Si se justifica por condiciones locales, se puede elegir una velocidad diferente de diseño del viento para combinaciones de carga que no involucren el viento en la carga viva. La dirección del viento de diseño se puede asumir como horizontal, a no ser que se especifique lo contrario en el Artículo 3.8.3 de la AASHTO LRFD 2010. En ausencia de datos precisos, las presiones de viento, en MPa, se pueden determinar con:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25,600} \quad \text{Fórmula N° 156}$$

Donde V_B es la velocidad básica del viento, que para el código peruano es de 160 km/h, y P_B es la presión básica que se puede extraer de la tabla N° 14 (AASHTO – LRFD, Tabla N° 3.8.1.2.1-1).

Como la estructura del puente es a base de vigas, entonces la presión de diseño en la zona del barlovento será:

$$P_D = 0.0024 \left(\frac{67.37^2}{25,600}\right) = 0.000425 \frac{\text{MPa}}{\text{m}^2} = 0.0425 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Para el diseño en la zona del sotavento será: NA.

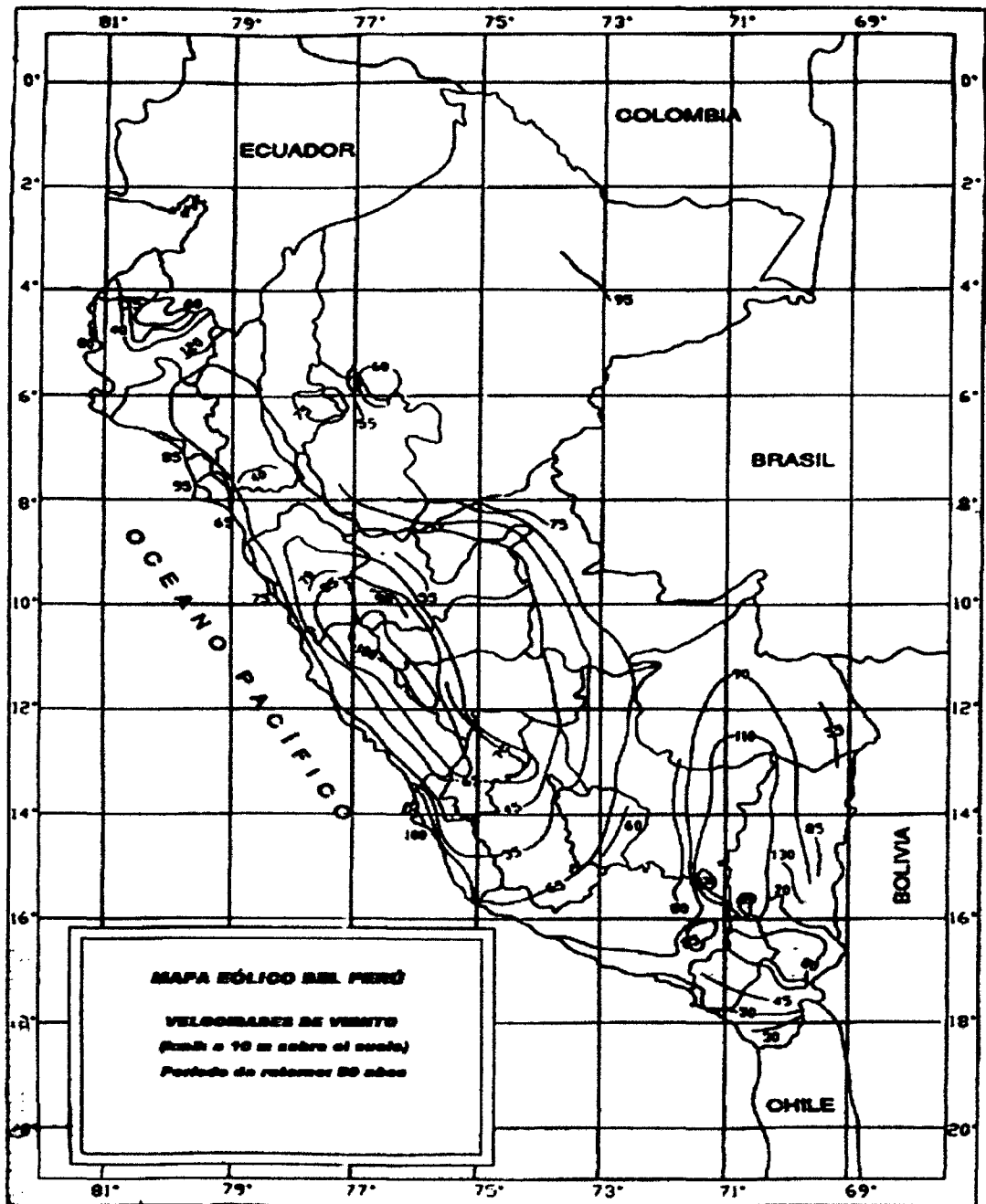


Fig. Nº 113: Mapa Eólico Del Perú.

Presión vertical de viento:

Se considerara una fuerza vertical hacia arriba uniformemente distribuida por unidad de longitud del puente, con una magnitud igual a 96kg/m² (100kgf/m²)

multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta carga lineal longitudinal se aplicara en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con la carga horizontal calculada anteriormente.

Como el tablero tiene un ancho total de 6.60m, entonces el valor de la fuerza será:

$$W_{DV} = P_{DV} \times W = 96 \times 6.60 = 0.633 \frac{Tn}{m}$$

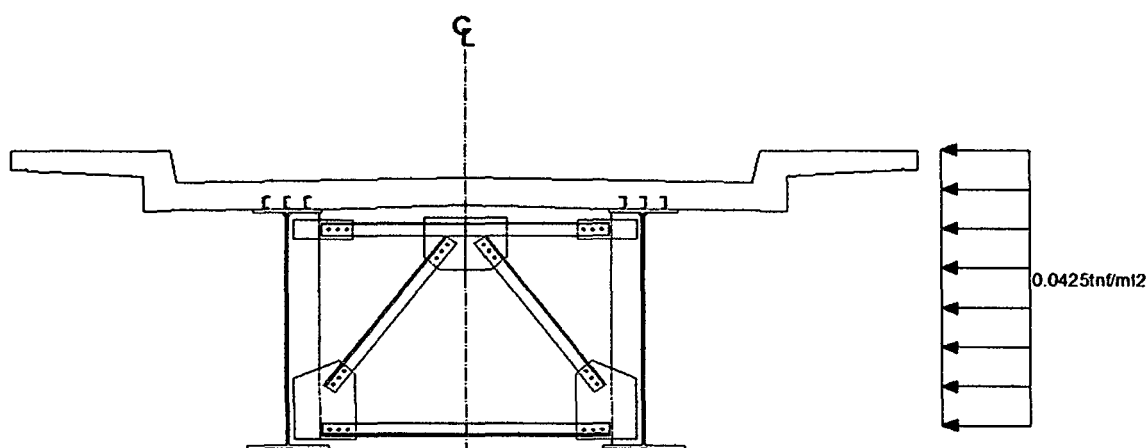


Fig. Nº 196: Sección Sometida a Presión de Viento en Barlovento- Primer y Segundo Tramo.

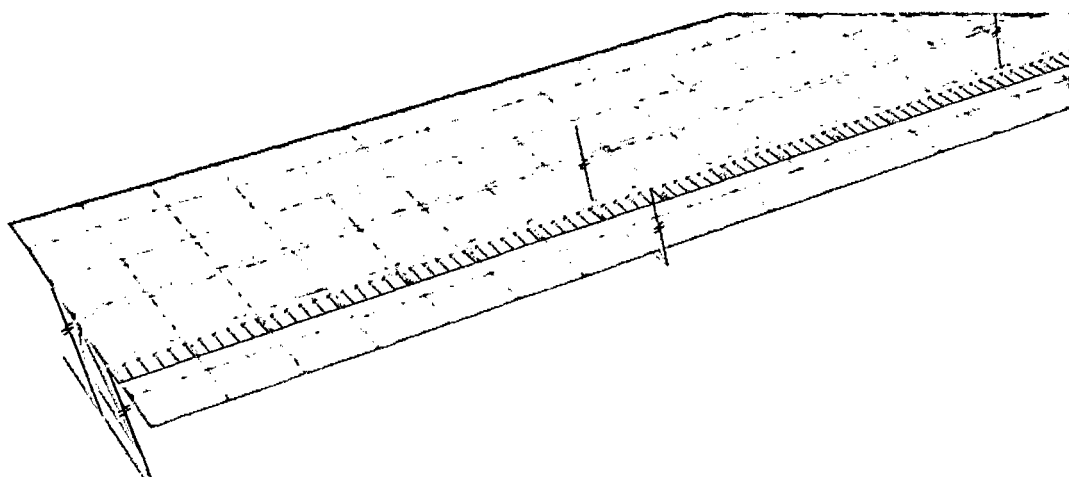


Fig. Nº 197: Modelo tridimensional sometida a Presión de Viento en Barlovento - Primer y Segundo Tramo.

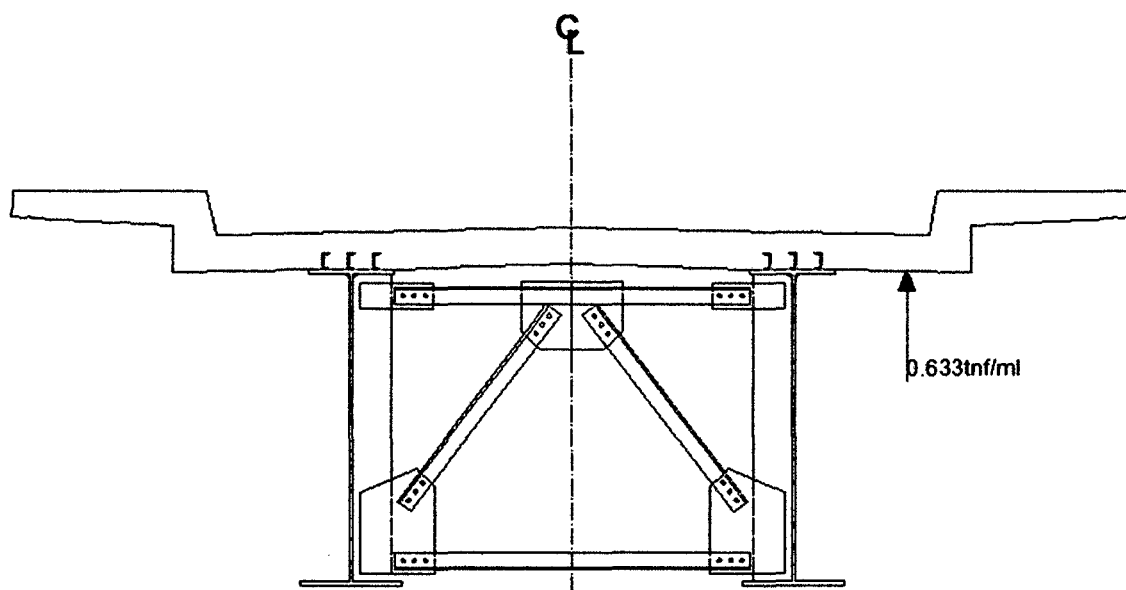


Fig. Nº 198: Sección sometida a Presión Vertical de Viento - Primer y Segundo Tramo.

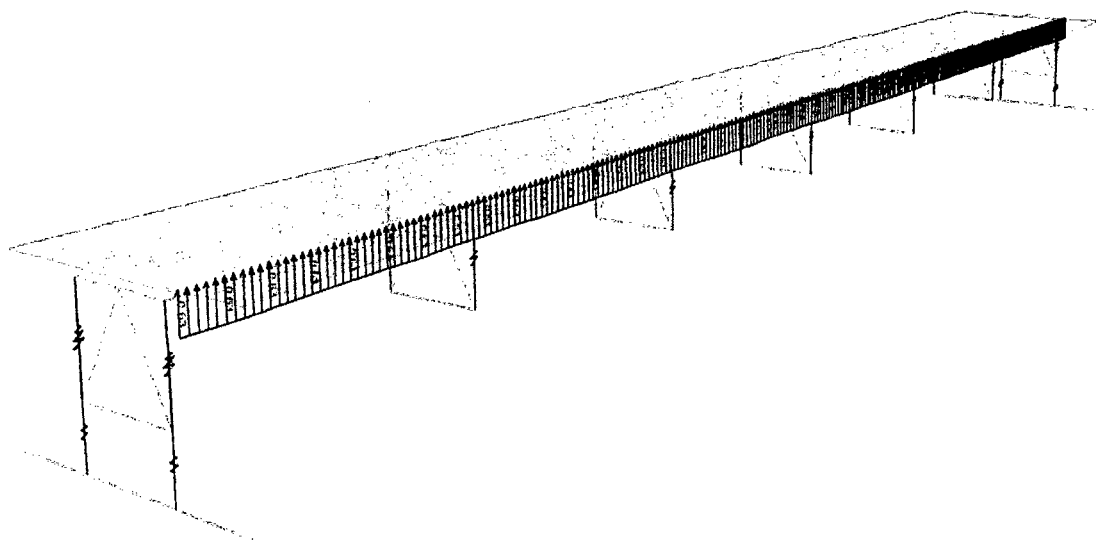


Fig. Nº 199: Modelo tridimensional sometida a Presión Vertical de Viento - Primer y Segundo Tramo.

3.2.5.1.2.4.2.10 Cargas de Sismo (EQ):

Las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.4 del AASHTO LRFD 2010, en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{SM} , especificado en el Artículo 3.10.6 del mismo, y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R , especificado en el Artículo 3.10.7.1 del AASHTO LRFD 2010.

Los requisitos especificados en el AASHTO LRFD 2010 se deben aplicar para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y reticuladas cuyas longitudes no sean mayores que 150m. Para otros tipos de construcción y puentes de más 150m de longitud deberá especificar y/o aprobar requisitos adecuados. A menos que el propietario especifique lo contrario, no es necesario aplicar estos requisitos en el caso de las estructuras totalmente enterradas.

Se deberá considerar el potencial de licuefacción del suelo y movimiento de los taludes.

Coeficiente de aceleración:

El coeficiente, A , que se utilizara en la aplicación de estos requisitos se deberá determinar en base a los mapas (ver mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años). Para las ubicaciones que se encuentran entre dos líneas de contorno o entre una línea de contorno y un máximo o mínimo local se deberá interpolar linealmente.

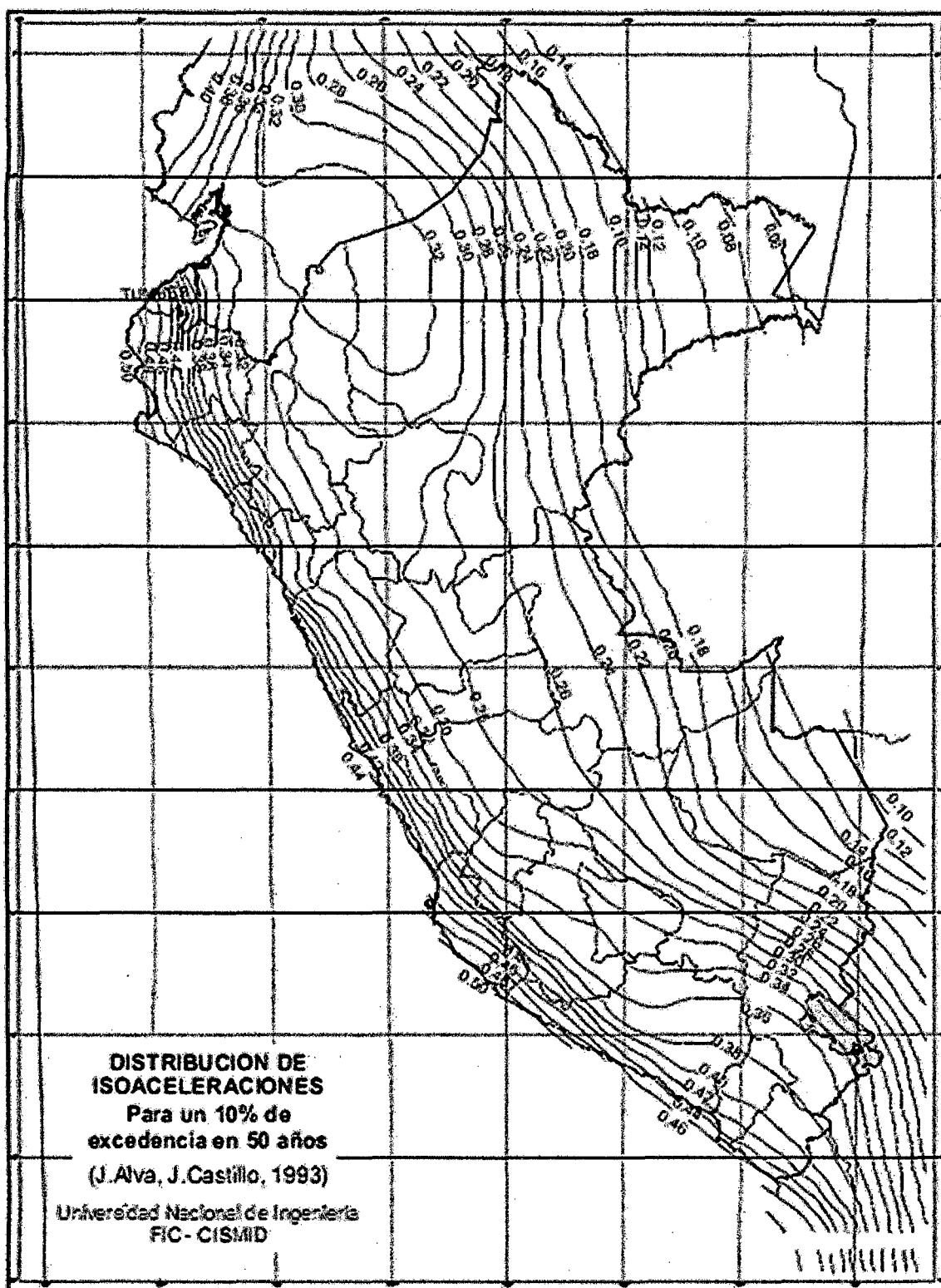


Fig. N° 122: Mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años.

Un profesional capacitado deberá realizar estudios especiales para determinar coeficientes de aceleración específicos del sitio de emplazamiento y la estructura si se da alguna de las siguientes condiciones:

- El sitio de emplazamiento se encuentra próximo a una falla activa.
- En la región se anticipan sismos de larga duración.
- La importancia del puente es tal que es necesario considerar un mayor periodo de exposición y por lo tanto un mayor periodo de recurrencia.

En el caso del puente se tomó una aceleración de 0.28 para 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Categorías según la importancia del puente:

A los fines del Artículo 3.10 del AASHTO LRFD, el propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberán clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- Puentes críticos.
- Puentes esenciales.
- Otros puentes.

Al realizar la clasificación se deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los potenciales cambios futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos. Para este caso el puente se clasificó como un puente esencial.

Zonas sísmicas:

Todo que deberá ser asignado a uno de las cuatro zonas sísmicas de la Tabla N° 10 – Zonas Sísmicas (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.4-1).

De acuerdo al coeficiente de aceleración tomada, el puente está dentro de la zona 3.

Efecto de sitio de emplazamiento:

En la determinación de las cargas sísmicas para puentes se deberían incluir los efectos del sitio de emplazamiento. El coeficiente de sitio, S , especificado en la Tabla N° 11 – Coeficientes de Sitio (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.5.1-1), se deberá basar en los tipos de perfiles de suelo definidos en los Artículos 3.10.5.2 a 3.10.5.5 del AASHTO LRFD 2010.

En ubicaciones en las cuales las propiedades del suelo no se conocen con un nivel de detalle suficiente como para poder determinar el tipo de perfil de suelo, o si el perfil no concuerda con ninguno de los cuatro tipos, se deberá usar el coeficiente de sitio correspondiente al perfil de Suelo Tipo II.

Para el puente se clasifica como de Tipo III de acuerdo con los estratos que presenta el suelo.

Coeficiente de respuesta sísmica elástica:

A demás que el Artículo 3.10.6.2 del AASHTO LRFD 2010 especifique lo contrario, el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , para el modo de vibración m se deberá tomar como:

$$C_{sm} = \frac{1,2AS}{T_m^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5A \quad \text{Fórmula N° 153}$$

Factores de modificación de respuesta R:

Para poder aplicar los factores de modificación de respuesta, R , aquí especificados, los detalles estructurales deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.2.2, 5.10.11 y 5.13.4.6 del AASHTO LRFD 2010.

A excepción de lo especificado en el AASHTO LRFD, las solicitaciones sísmicas de diseño para subestructuras y las uniones monolíticas entre partes de estructuras, listadas en la Tabla 3.10.7.1-2, se deberán determinar dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta, R , como especifica en las Tablas N° 12 y 13 (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2), respectivamente.

Se deberá asumir que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral.

Para ambos ejes ortogonales de la subestructura se deberá usar el factor R apropiado.

Combinación de solicitaciones sísmicas.

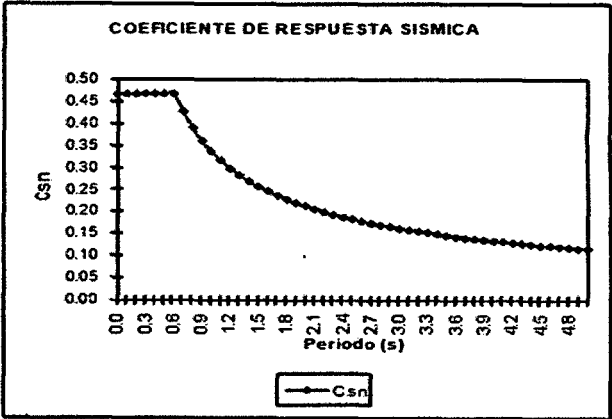
Las solicitaciones sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de una componente, obtenidas mediante análisis en las dos direcciones perpendiculares de deberán combinar mediante análisis en las dos direcciones perpendiculares se deberán combinar de la siguiente manera para formar dos casos de carga:

- 100% de valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30% de valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular.
- 100% de valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular.

Si las fuerzas en las uniones de las fundaciones y/o columnas se determinan a partir de la rotulación plástica de las columnas como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3 del AASHTO LRFD 2010, las solicitaciones resultantes se pueden determinar sin considerar los casos de carga combinados aquí especificados.

COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA-DIRECCION X

T	Csn
0.0	0.466667
0.1	0.466667
0.2	0.466667
0.3	0.466667
0.4	0.466667
0.5	0.466667
0.6	0.466667
0.7	0.426194
0.8	0.389893
0.9	0.360449
1.0	0.336000
1.1	0.315315
1.2	0.297544
1.3	0.282083
1.4	0.268485
1.5	0.256416
1.6	0.245617
1.7	0.235888
1.8	0.227069
1.9	0.219030
2.0	0.211667
2.1	0.204893
2.2	0.198636
2.3	0.192836
2.4	0.187441
2.5	0.182409
2.6	0.177701
2.7	0.173286
2.8	0.169135
2.9	0.165224
3.0	0.161532



Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica

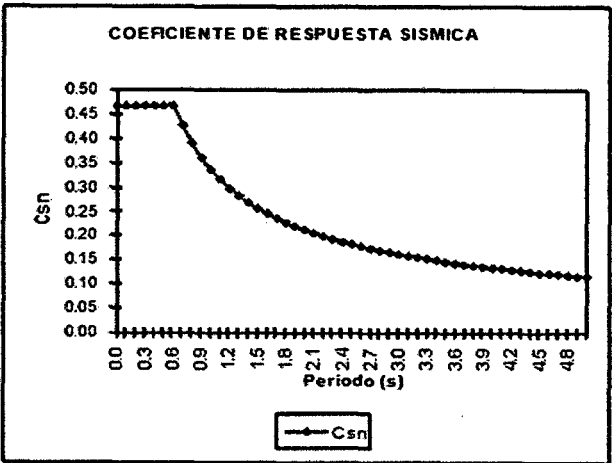
$$C_{sn} = \frac{1.2AS}{T^{2/5}R} \leq 2.5 \frac{A}{R} = 0.467$$

A = 0.28 Zona Sísmica 3
S = 1.50 Suelo Perfil Tipo III
R = 1.50

Fig. Nº 123: Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección X

COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA-DIRECCION Y

T	Csn
0.0	0.466667
0.1	0.466667
0.2	0.466667
0.3	0.466667
0.4	0.466667
0.5	0.466667
0.6	0.466667
0.7	0.426194
0.8	0.389893
0.9	0.360449
1.0	0.336000
1.1	0.315315
1.2	0.297544
1.3	0.282083
1.4	0.268485
1.5	0.256416
1.6	0.245617
1.7	0.235888
1.8	0.227069
1.9	0.219030
2.0	0.211667
2.1	0.204893
2.2	0.198636
2.3	0.192836
2.4	0.187441
2.5	0.182409
2.6	0.177701
2.7	0.173286
2.8	0.169135
2.9	0.165224
3.0	0.161532



Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica

$$C_{sn} = \frac{1.2AS}{T^{2/5}R} \leq 2.5 \frac{A}{R} = 0.467$$

A = 0.28 Zona Sísmica 3
S = 1.50 Suelo Perfil Tipo III
R = 1.50

Fig. Nº 124: Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección Y.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO-X Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Model Combination:

- ☒ CQC
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

GMC #1: 1. GMC #2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute

Scale Factor:

Model Load Case: Use Modes from this Model Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	SPECTRO	2.943
Accel	U1	SPECTRO	9.81
Accel	U2	SPECTRO	2.943

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Model Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

Fig. Nº 200: Espectro para la Dirección X-X.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO-Y Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Model Combination:

- ☒ CQC
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

GMC #1: 1. GMC #2: 0. Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute

Scale Factor:

Model Load Case: Use Modes from this Model Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SPECTRO	2.943
Accel	U2	SPECTRO	9.81
Accel	U1	SPECTRO	2.943

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Model Damping: Constant at 0.05 Modify/Show... OK Cancel

Fig. Nº 201: Espectro para la Dirección Y-Y.

Formas de Modo.-

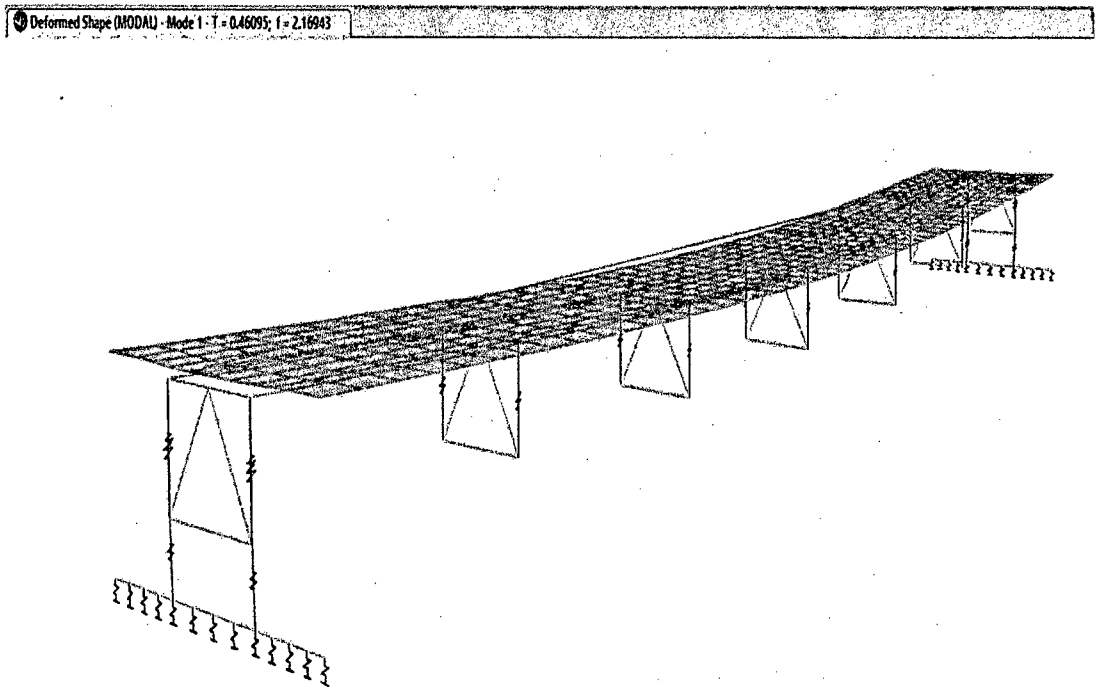


Fig. N° 202: Primer Forma de Modo $T_1=0.46095$ seg.-primer y segundo tramo.

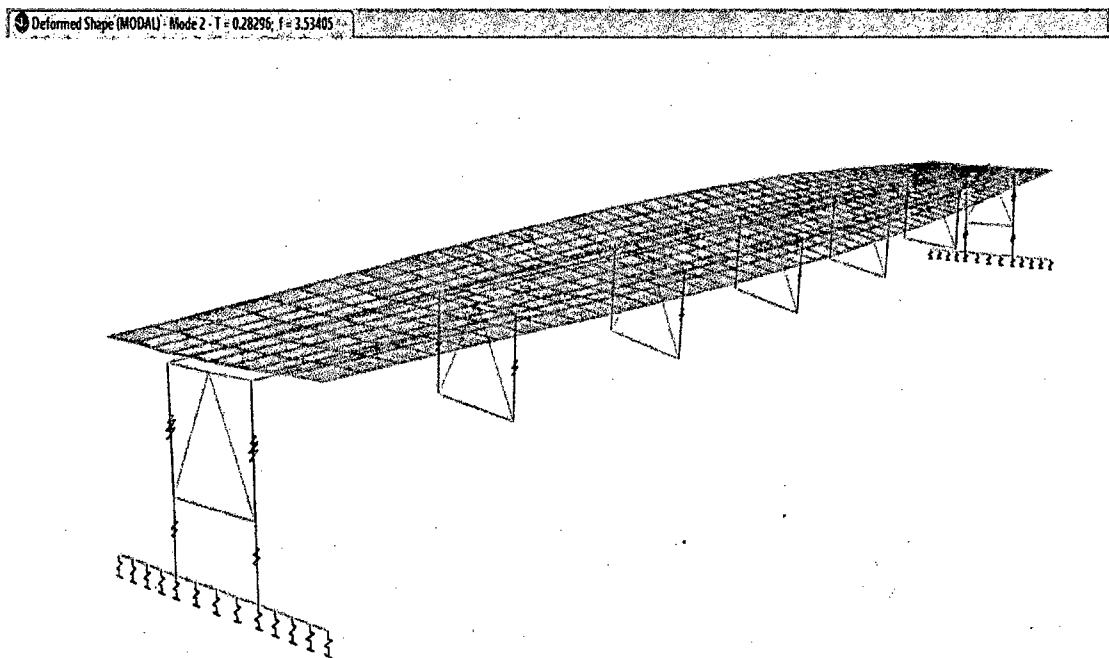


Fig. N° 203: Segunda Forma de Modo $T_2=0.28296$ seg.- primer y segundo tramo.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0.20853; f = 4.79551

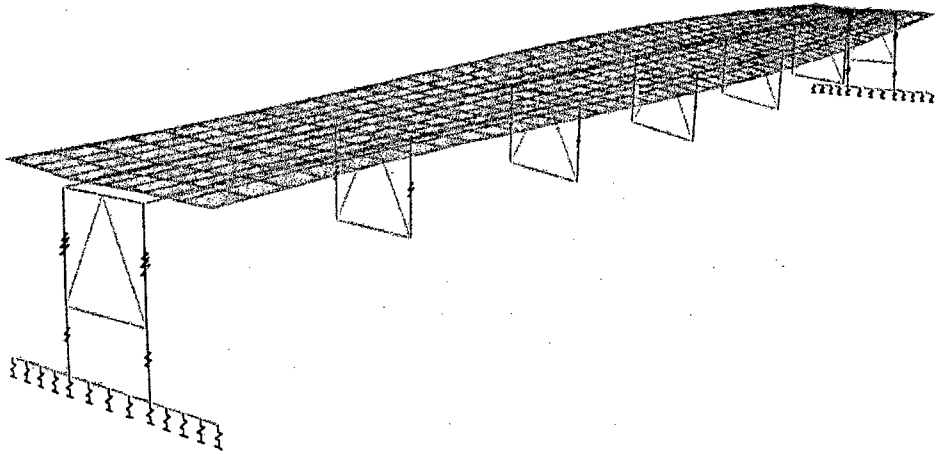


Fig. N° 204: Tercera Forma de Modo $T_3=0.20853$ seg.- primer y segundo tramo.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 4 - T = 0.12641; f = 7.91056

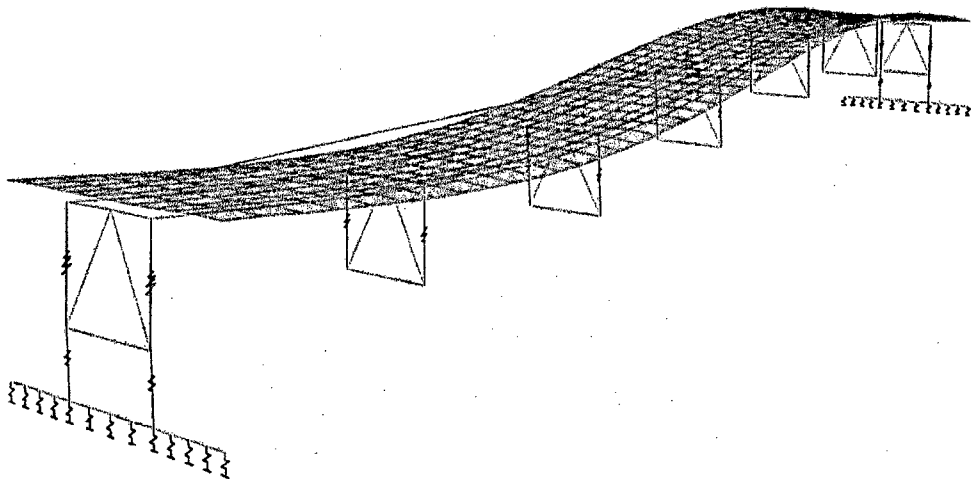


Fig. N° 205: Cuarta Forma de Modo $T_4=0.12641$ seg.- primer y segundo tramo.

3.2.5.1.2.5 Combinaciones de los Estados Límites

Los esfuerzos máximos/mínimos se obtienen a partir de las combinaciones de carga muerta (DC), viva (LL), viento (WS), y por efecto sismo (EQ), etc.

Luego de la combinación de dichos esfuerzos: axiales, cortantes, flexión, y torsión; de los cuales se busca los valores críticos.

Los elementos del puente deberán ser diseñados teniendo en cuenta los estados límite que se especificaran en los códigos, para cumplir con los objetivos de seguridad, serviciabilidad, y constructibilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

La ecuación de la Fórmula N° 149, deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

Para el estado limite resistencia I, II, III, IV y V, Evento Extremo I y II, servicio I, II, III, IV y fatiga. Todos los estados límites serán considerados de igual importancia, los factores de carga que se utilizan para cada estado límite se detallan en la Tabla N° 01 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.4.1-1).

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq R_r = \phi_i R_n \quad \text{..... Fórmula N° 149}$$

$$n = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad \text{..... Fórmula N° 150}$$

De acuerdo a las condiciones que presenta AASTH LRFD 2007, se tomara para los tramos de concreto armado tipo viga losa los siguientes estados límites: Resistencia I, Servicio I, Fatiga y Evento Extremo I.

Cuadro N° 10: Combinaciones de Carga – Resistencia II – Primer y Segundo Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Resistencia II	$1.25DC+1.5DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+1.50DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+1.50DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$

Cuadro N° 11: Combinaciones de Carga – Servicio I – Primer y Segundo Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Servicio I	$1.00DC+1.00DW+0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$
	$1.00DC+1.00DW+0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$
	$1.00DC+1.00DW-0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$
	$1.00DC+1.00DW-0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$

Cuadro N° 12: Combinaciones de Carga – Fatiga – Primer y Segundo Tramo.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Fatiga	$0.75PL+0.75BR+0.75(LL+IM)$
	$0.75PL-0.75BR+0.75(LL+IM)$

Cuadro N° 13: Combinaciones de Carga – Evento Extremo I – Primer y Segundo Tramo.

Estados Límites	COMBINACIONES DE CARGA
Evento Extremo I	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)
	0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)

3.2.5.1.2.6 Líneas de Influencia

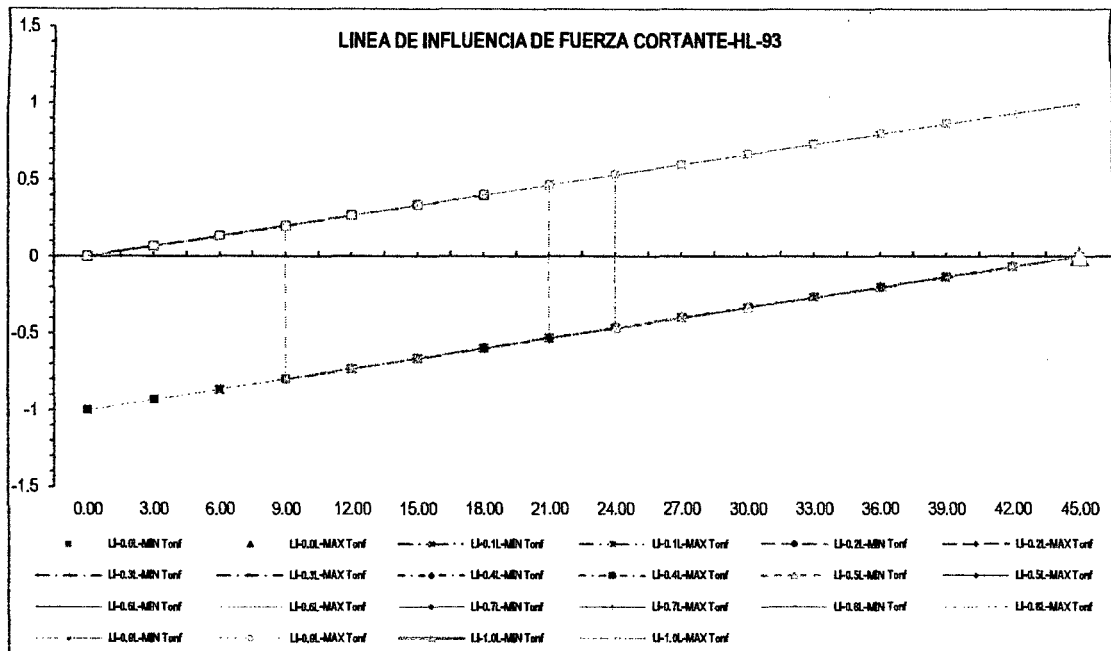


Fig. N° 206: Línea de Influencia de Fuerza Cortante - Primer y segundo tramo.

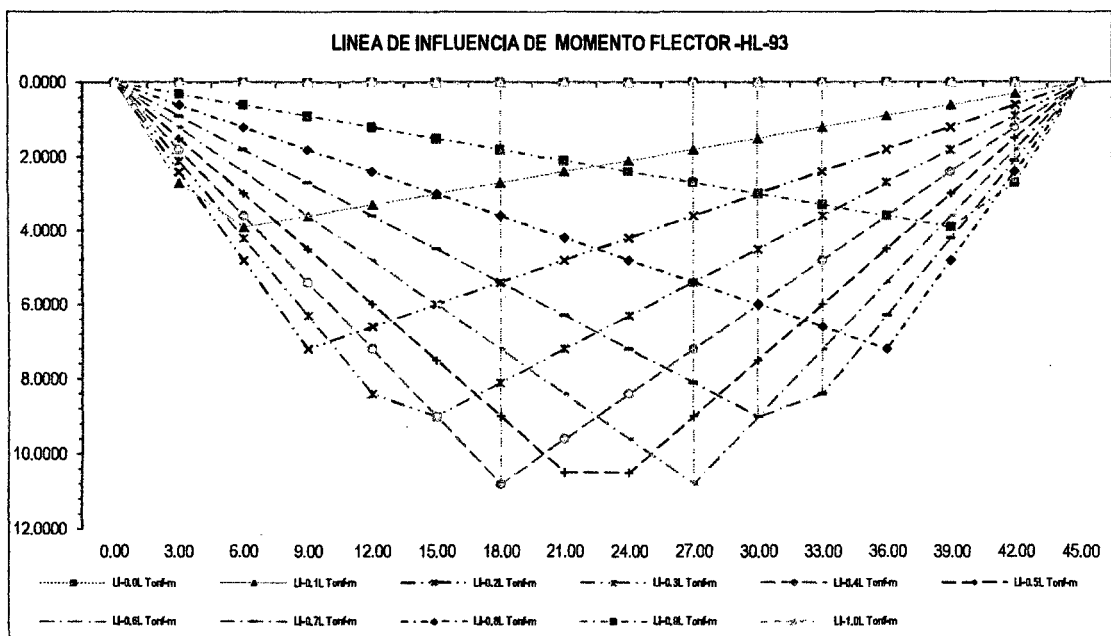


Fig. N° 207: Línea de Influencia de Momento Flector - Primer y segundo tramo.

3.2.5.1.2.7 Diagramas de Respuestas por Esfuerzos Internos

Para todas las combinaciones de cargas impuestas, incluyendo el peso propio, esta información es necesaria para proceder con la comparación de los elementos estructurales.

Respuesta por Resistencia II (Viga Crítica).

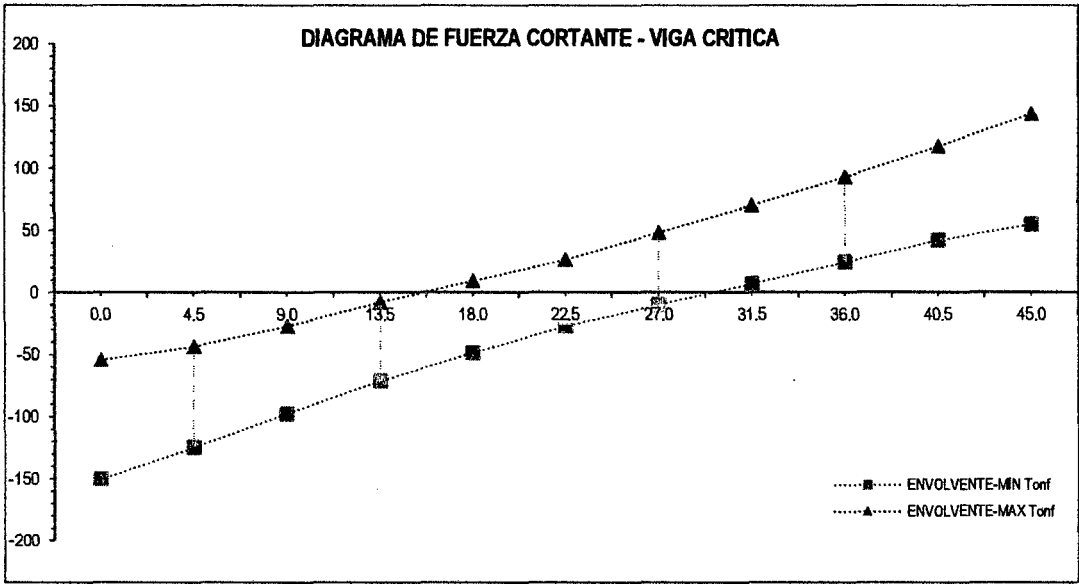


Fig. Nº 208: Envolvente de Fuerza Cortante - Primer y segundo tramo.

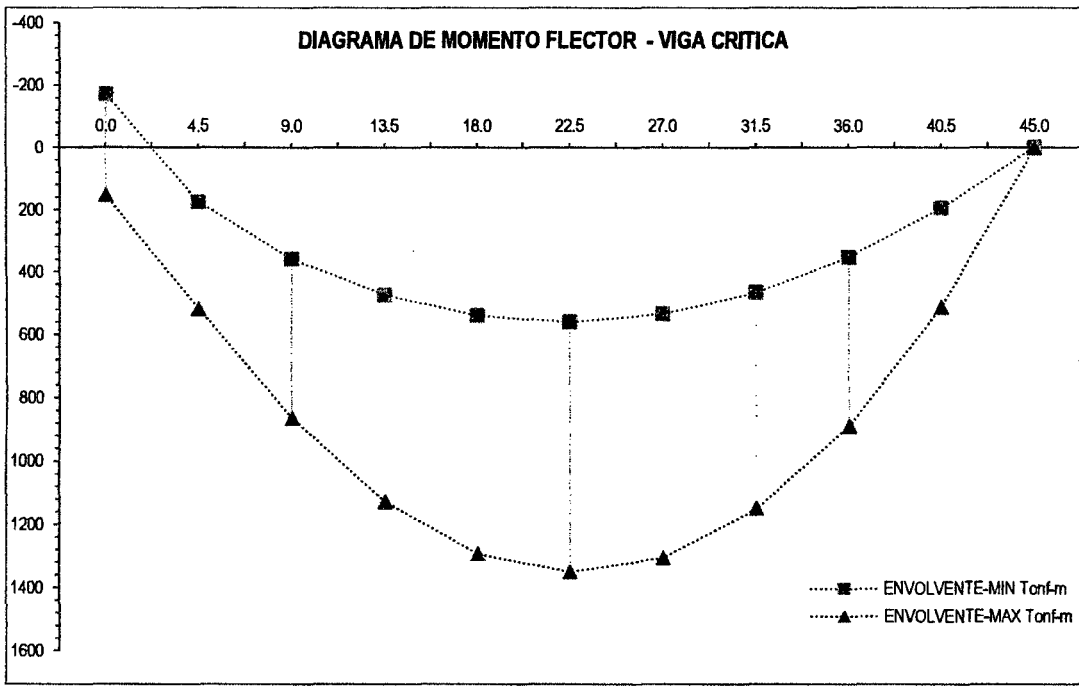


Fig. Nº 209: Envolvente de Momento Flector - Primer y segundo tramo.

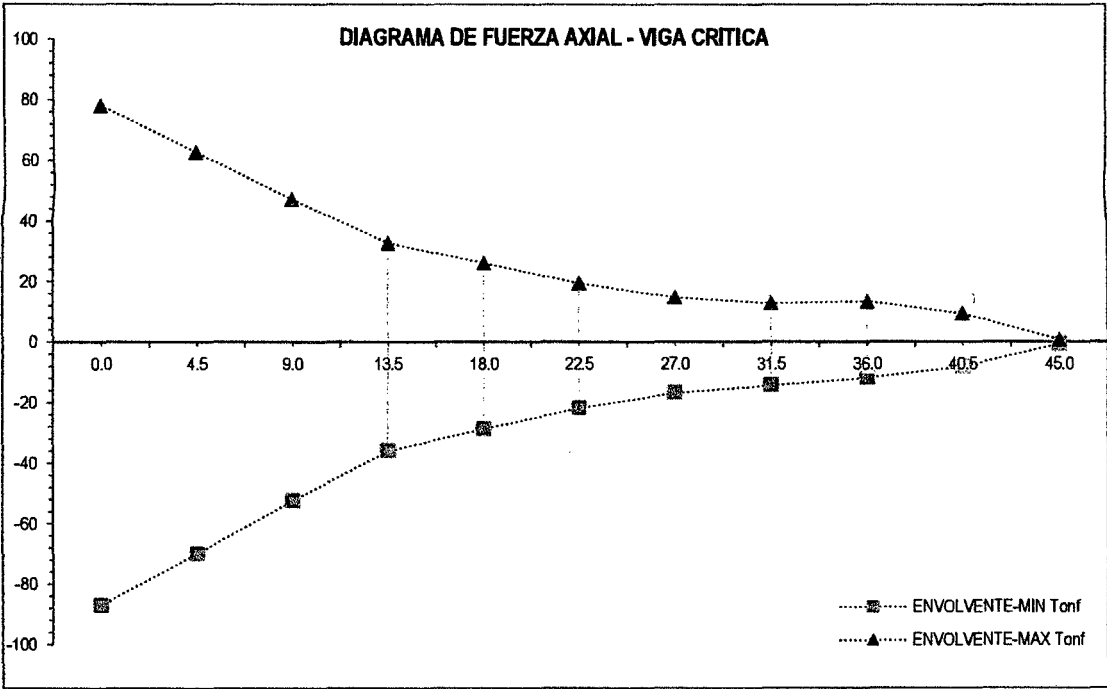


Fig. Nº 210: Envolvente de Fuerza Axial - Primer y segundo tramo.

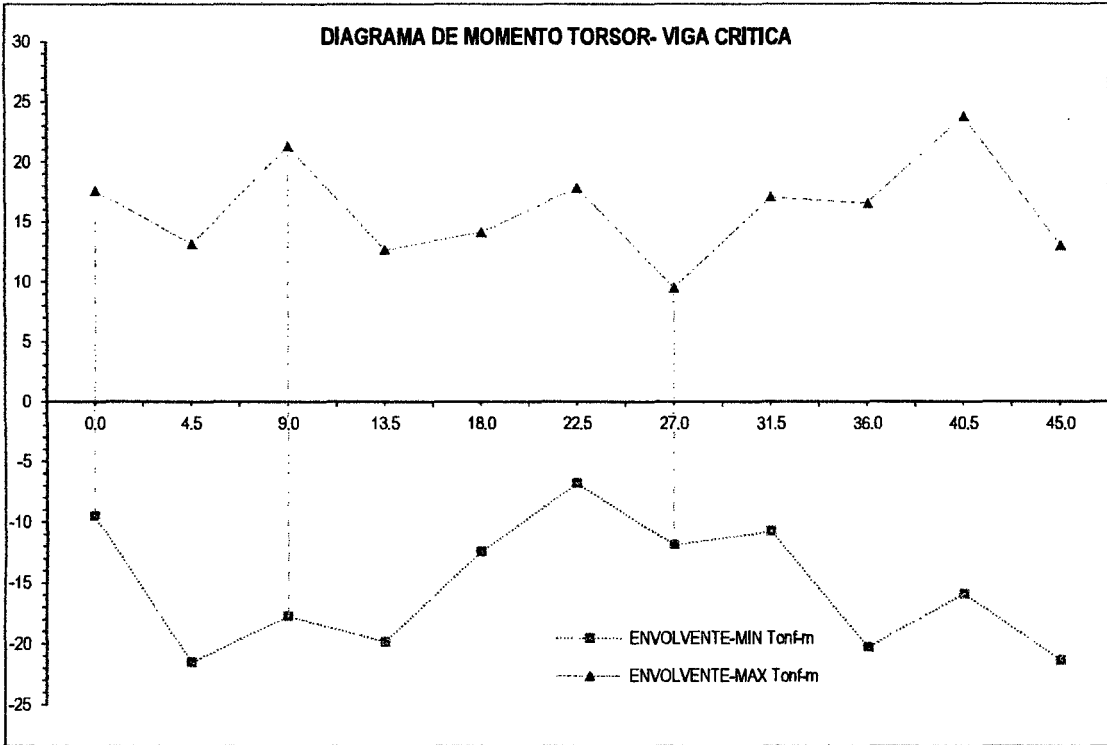


Fig. Nº 211: Envolvente de Momento Torsor - Segundo tramo.

Respuesta por Servicio I (Viga Crítica- Derecha).

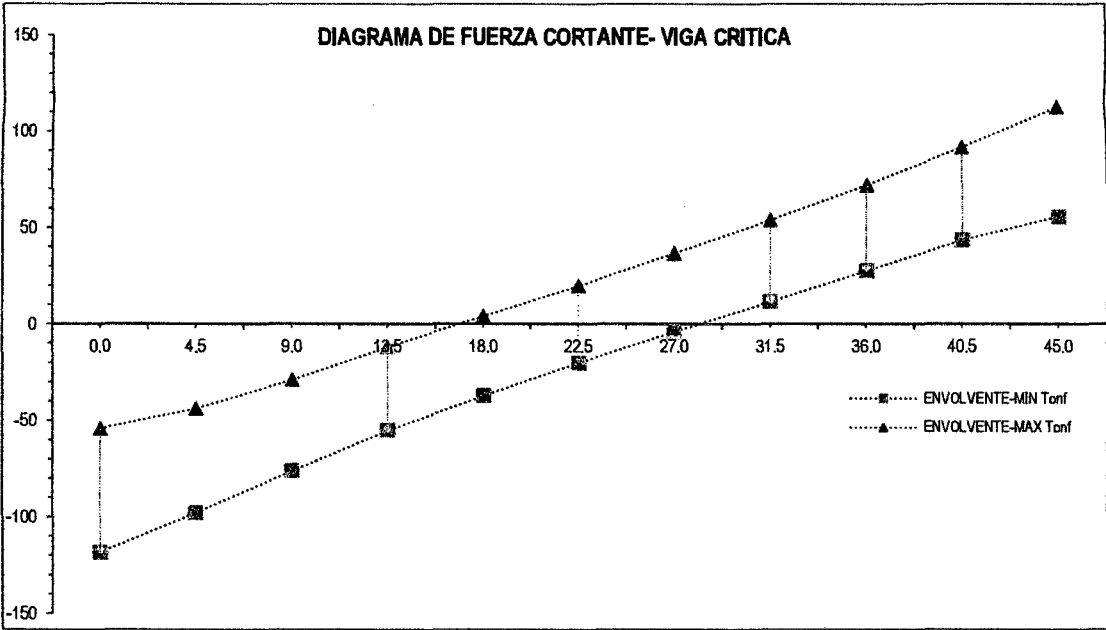


Fig. Nº 212: Envoltente de Fuerza Cortante - Primer y segundo tramo.

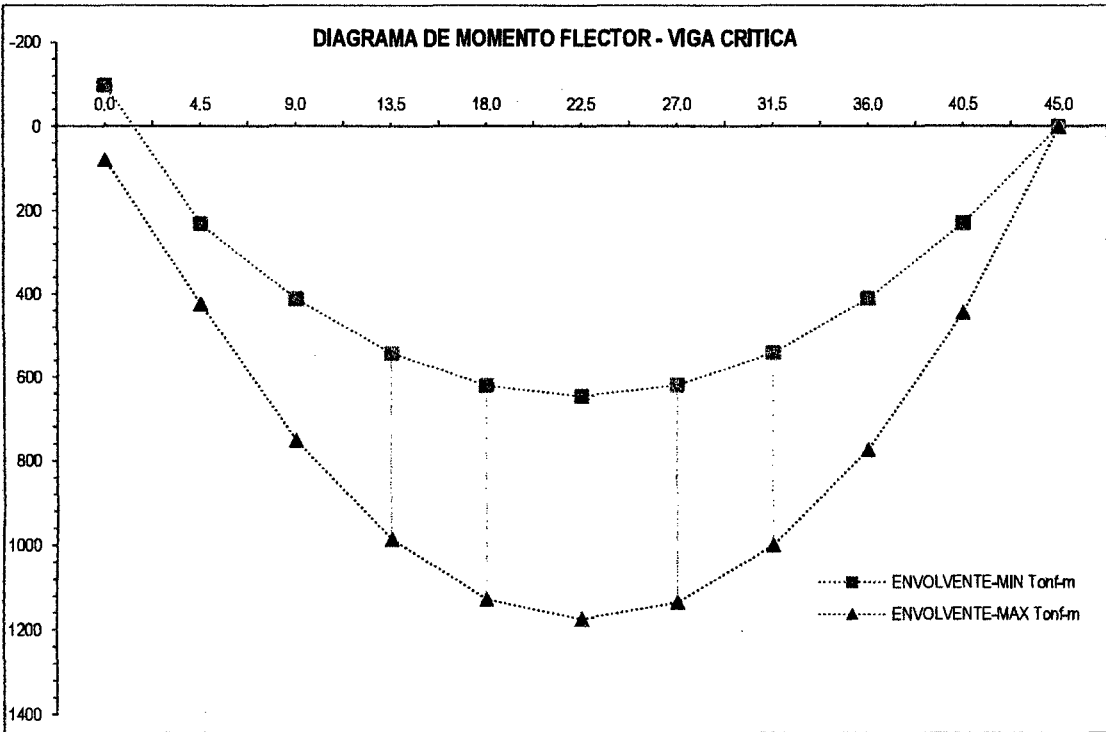


Fig. Nº 213: Envoltente de Momento Flector - Primer y segundo tramo.

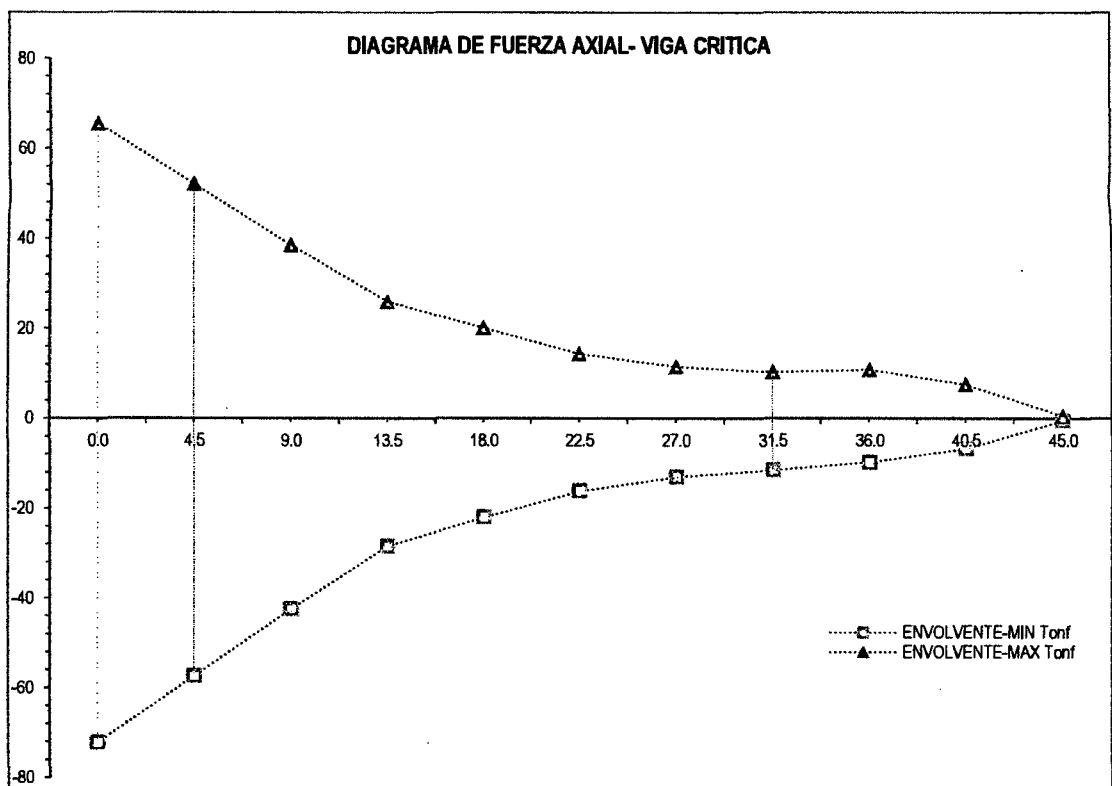


Fig. Nº 214: Envolvente de Fuerza Axial - Segundo tramo.

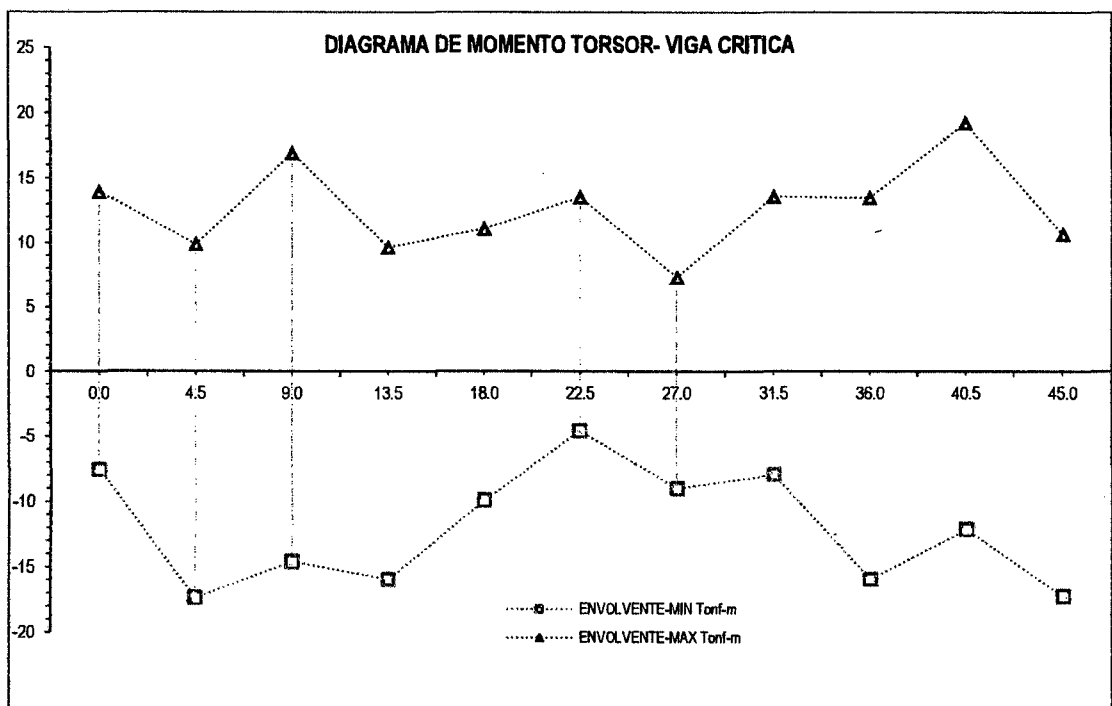


Fig. Nº 215: Envolvente de Momento Torsor - Primer y segundo tramo.

Respuesta por Fatiga (Viga Crítica- Derecha).

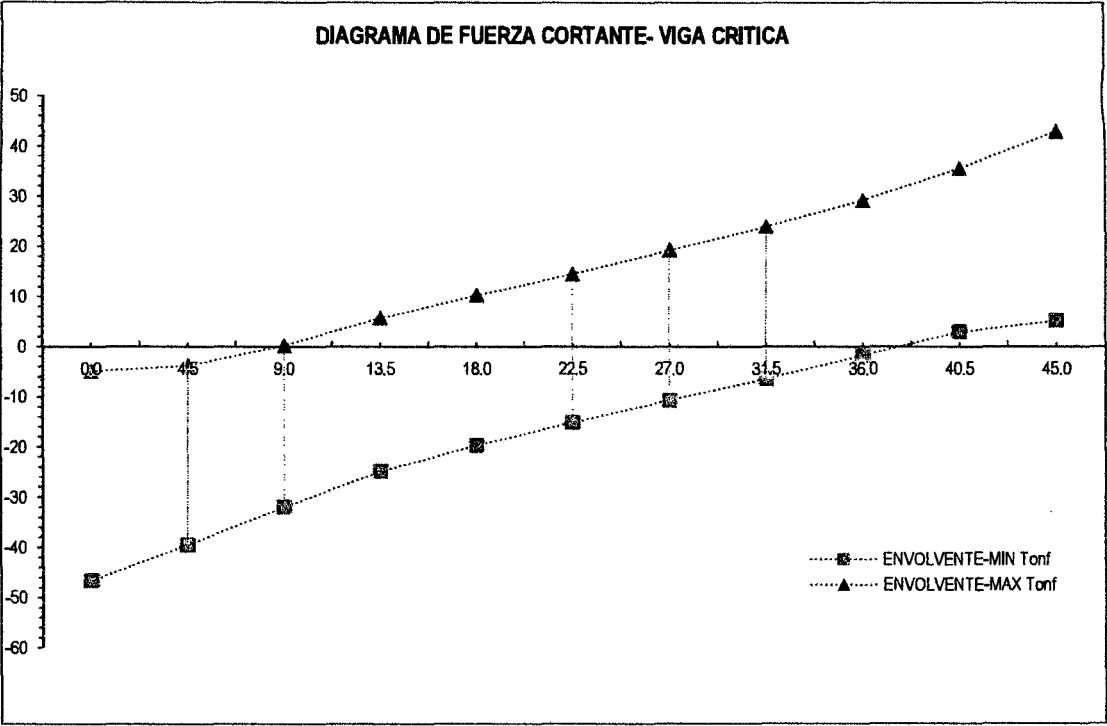


Fig. Nº 216: Envolvente de Fuerza Cortante - Primer y segundo tramo.

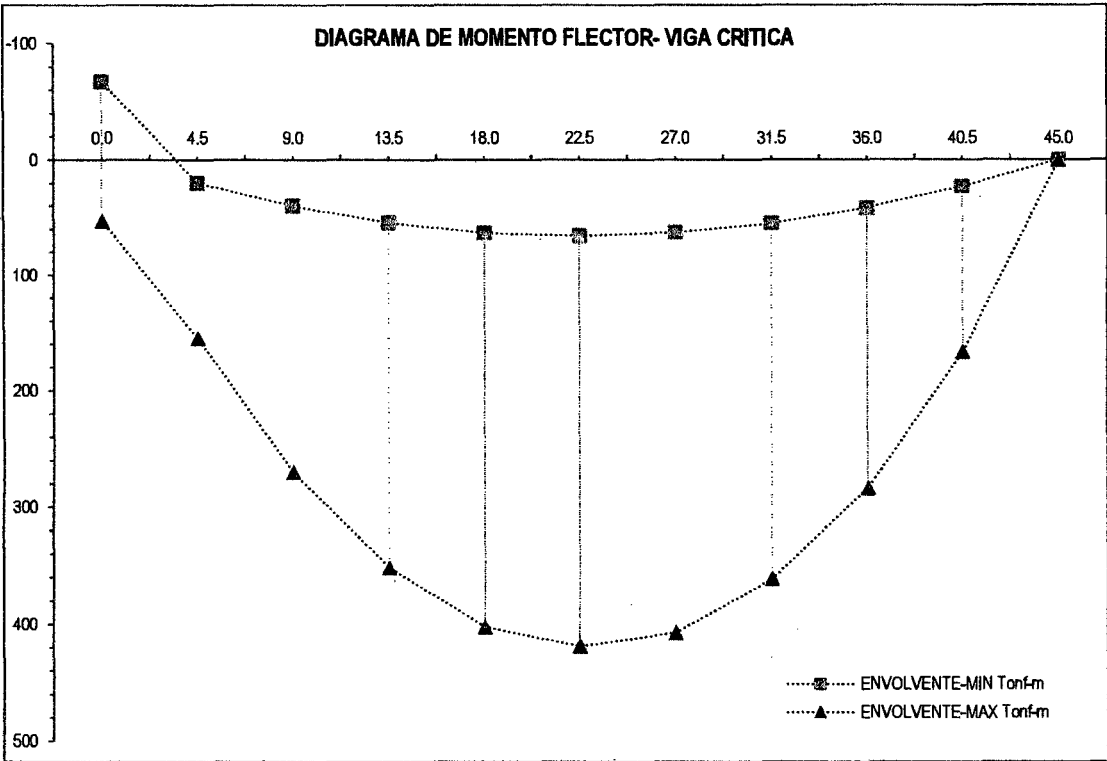


Fig. Nº 217: Envolvente de Momento Flector - Segundo tramo.

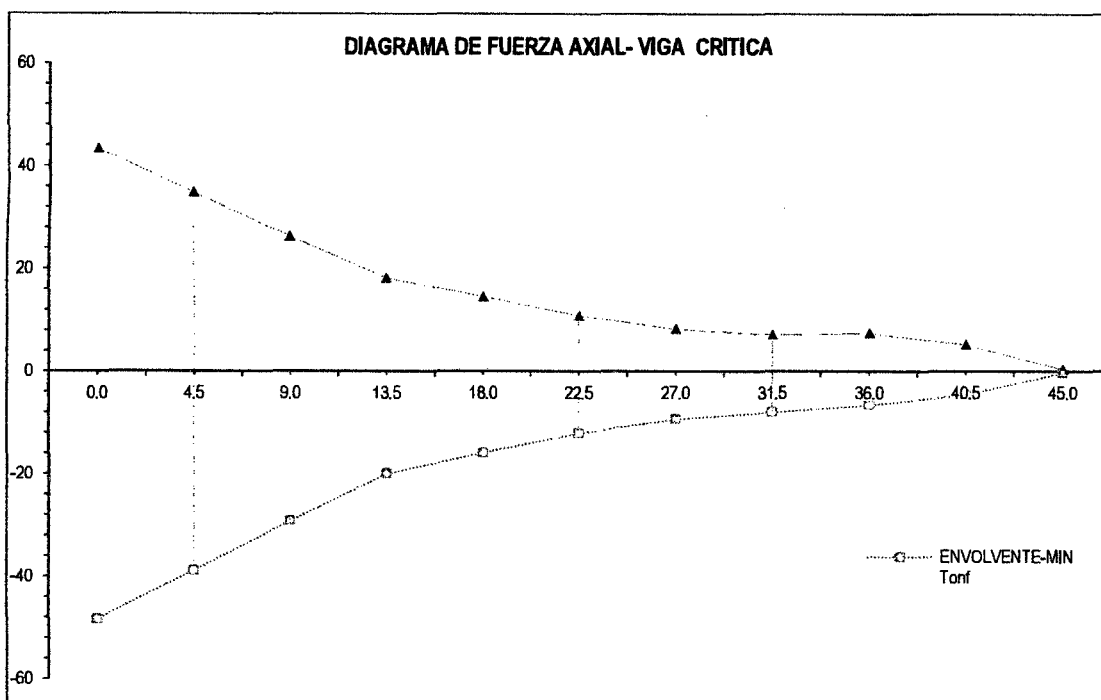


Fig. Nº 218: Envolvente de Fuerza Axial - Primer y segundo tramo.

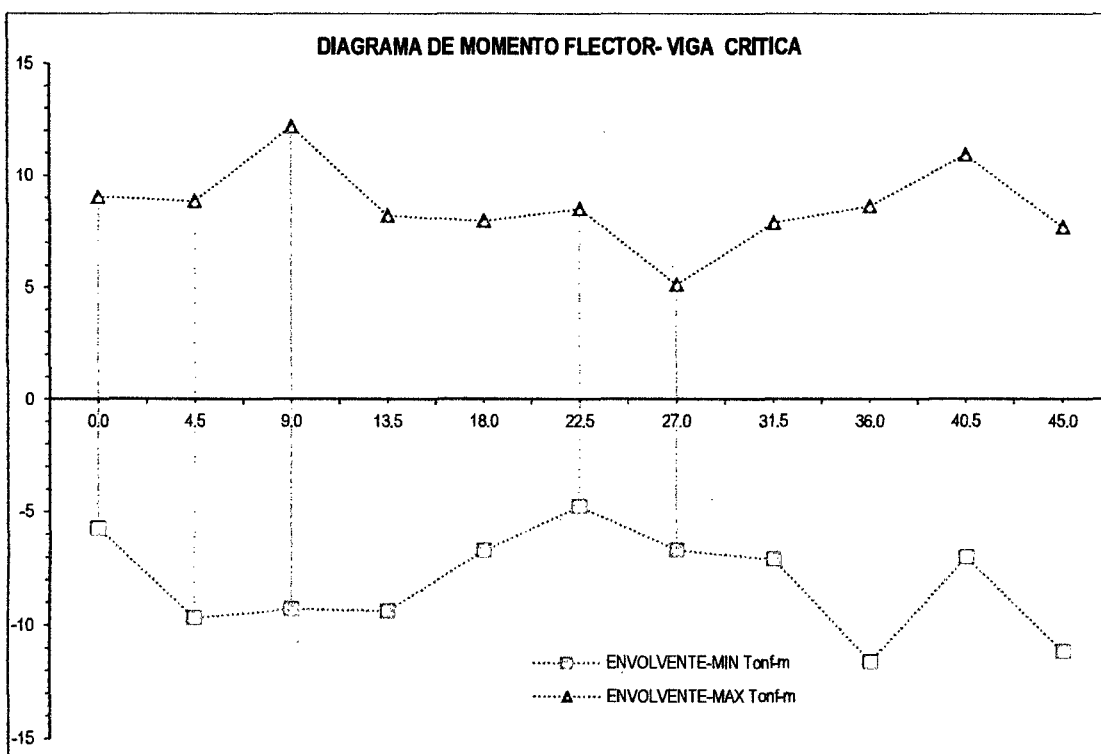


Fig. Nº 219: Envolvente de Momento Torsor - Primer y segundo tramo.

Respuesta por Evento Extremo I (Viga Crítica- Derecha).

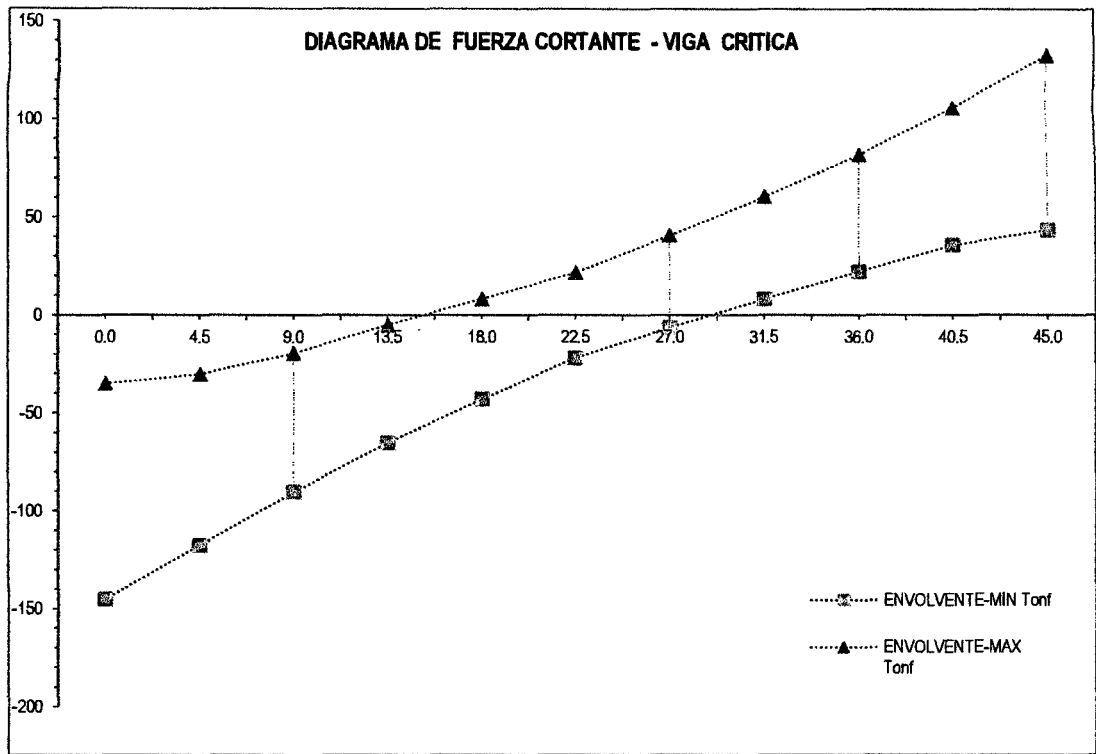


Fig. Nº 220: Envolvente de Fuerza Cortante - Primer y segundo tramo.

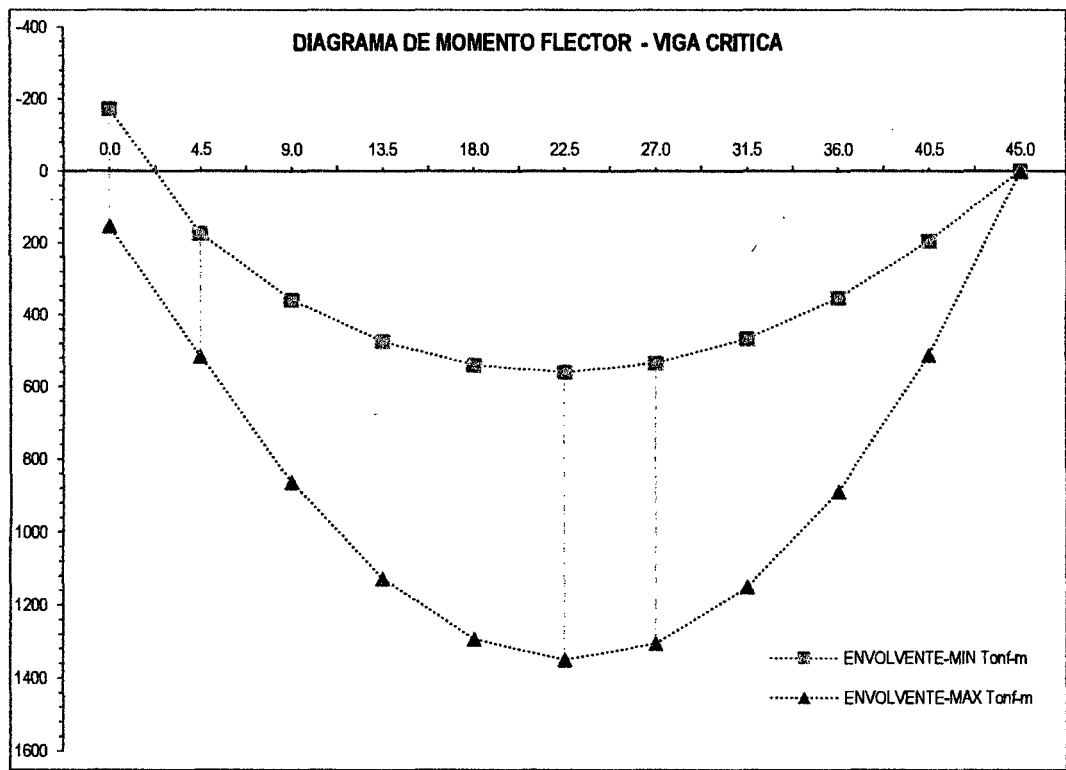


Fig. Nº 221: Envolvente de Momento Flector - Segundo tramo.

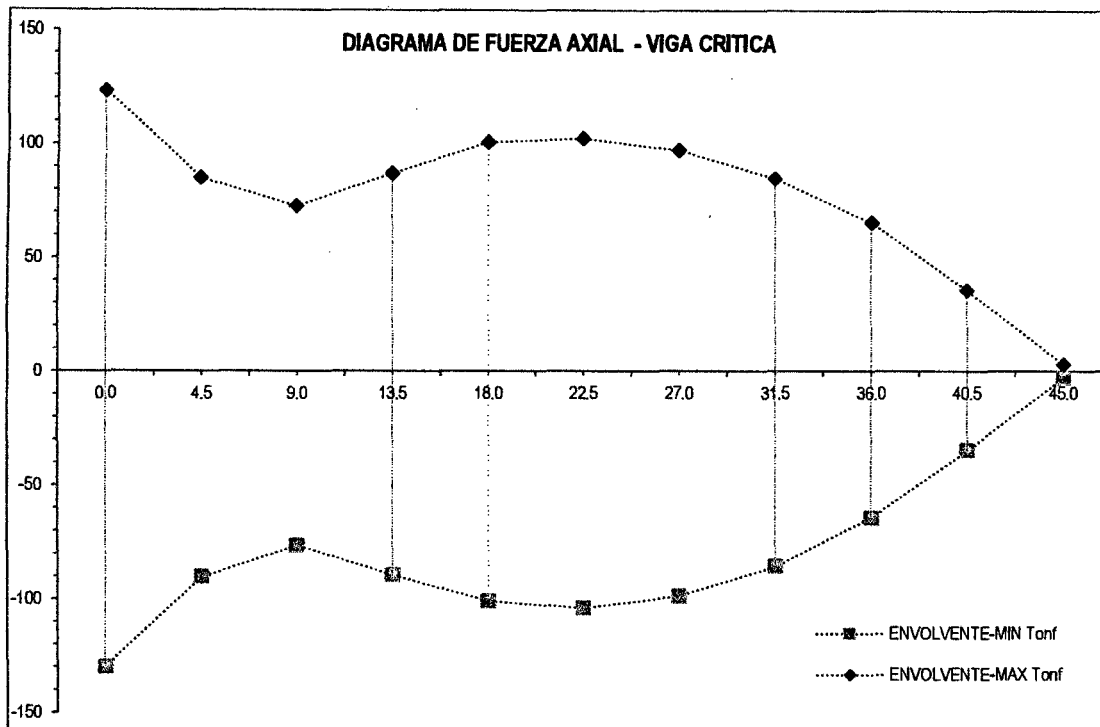


Fig. Nº 222: Envolvente de Fuerza Axial - Primer y segundo tramo.

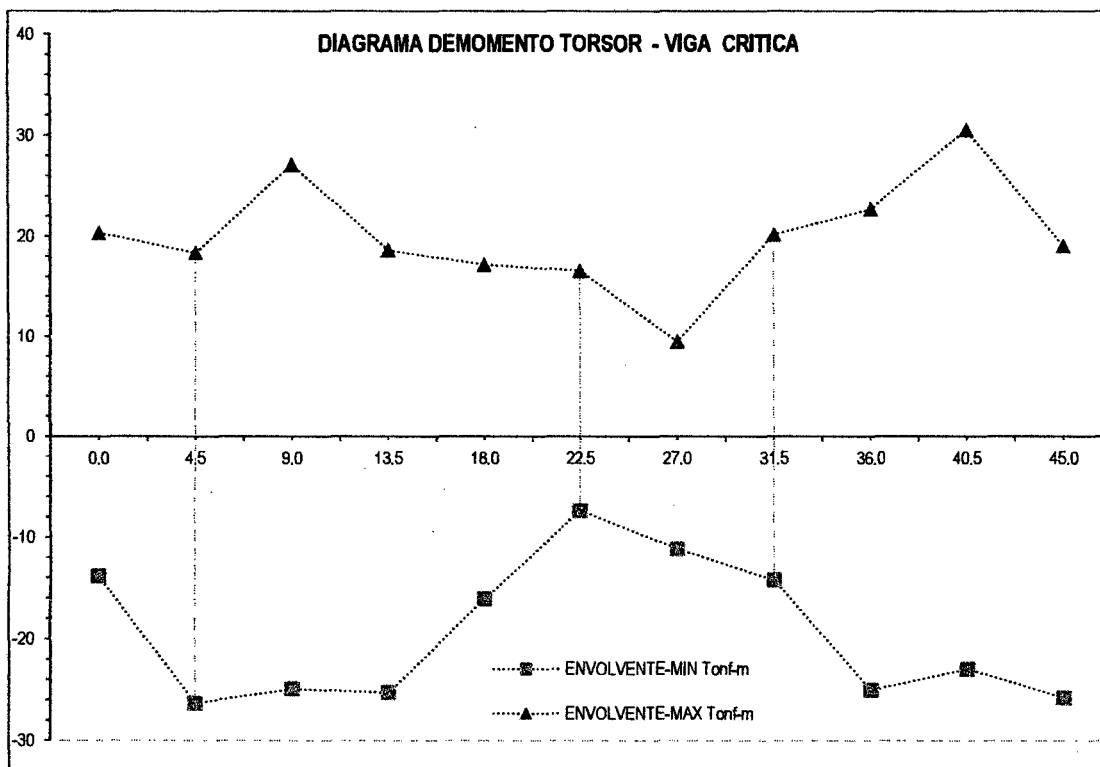


Fig. Nº 223: Envolvente de Momento Torsor - Primer y segundo tramo.

Respuesta por Resistencia II (Losa).

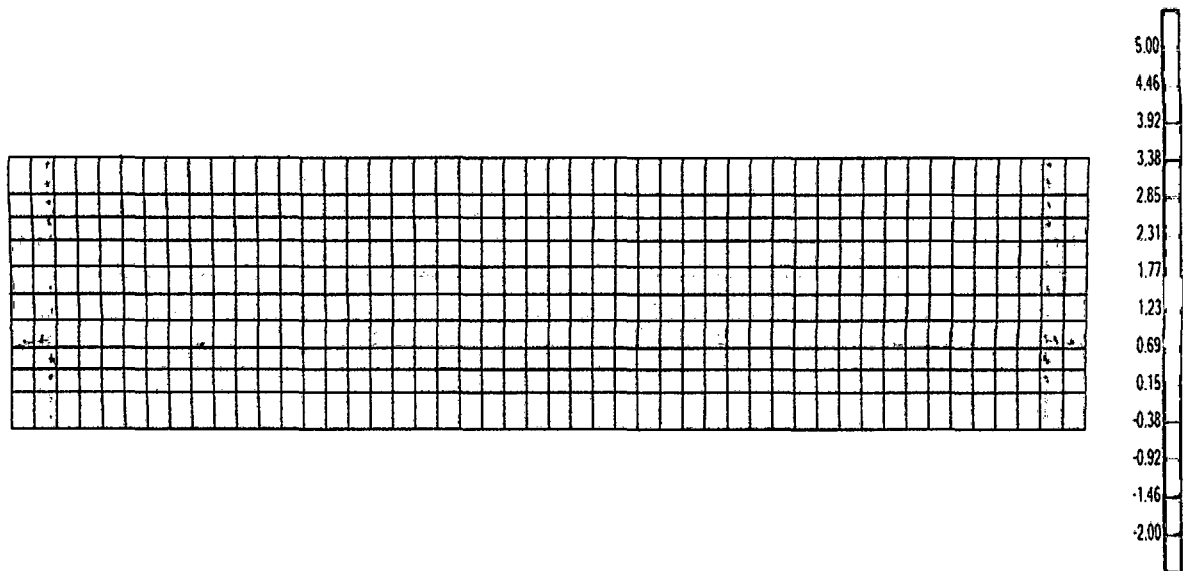


Fig. Nº 224: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia II en la Losa – Primer y segundo tramo.

Respuesta por Servicio I (Losa).

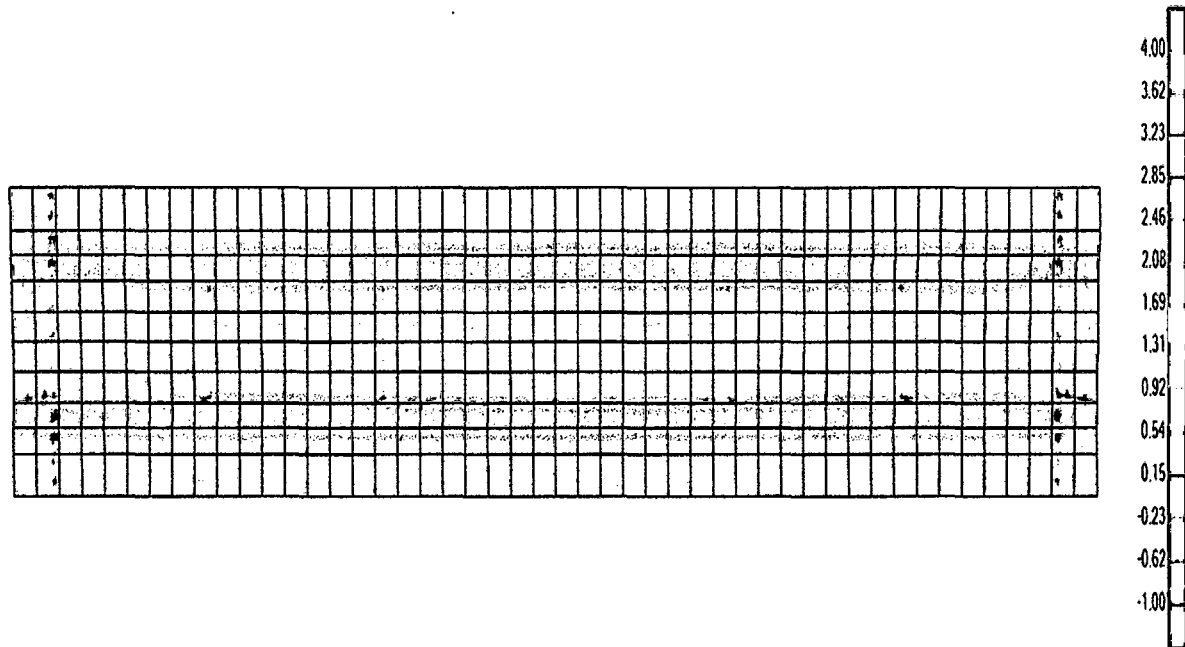


Fig. Nº 225: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa – Primer y segundo tramo.

Respuesta por Fatiga (Losa).

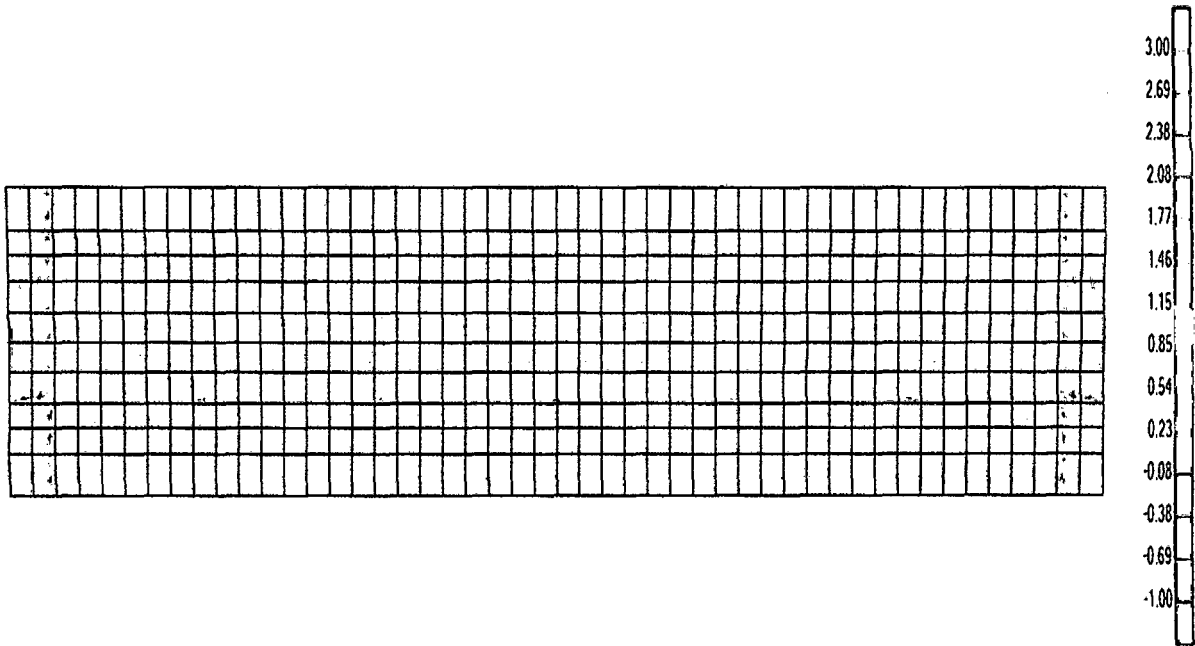


Fig. Nº 226: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa – Primer y segundo tramo.

Respuesta por Evento Extremo I (Losa).

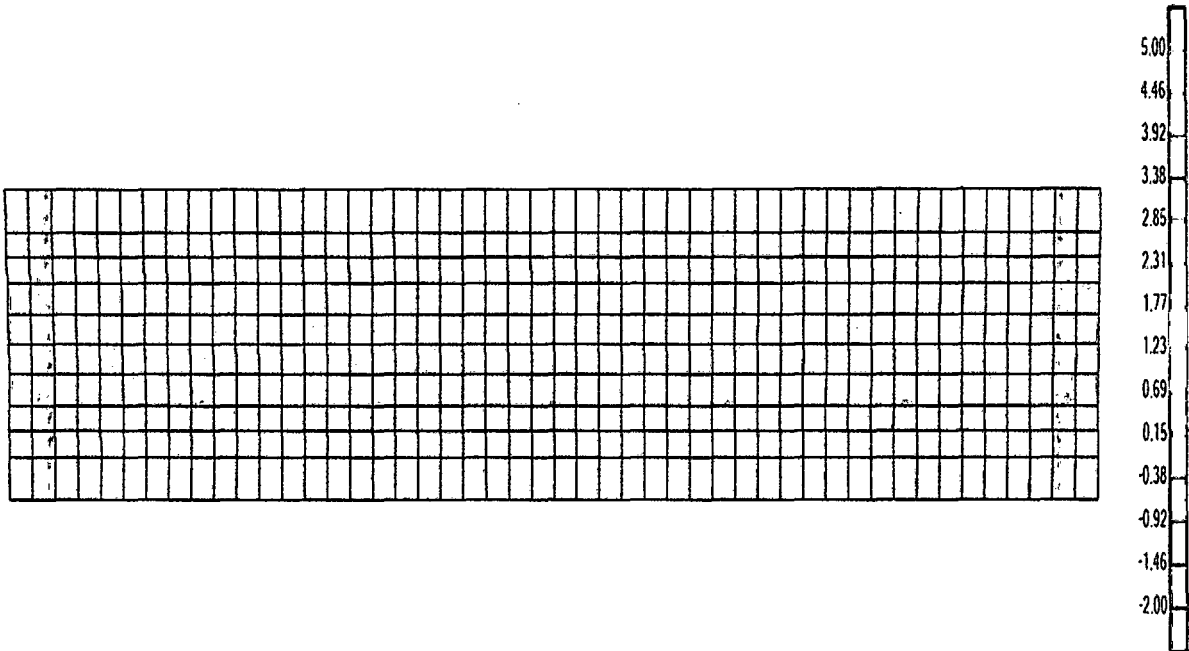


Fig. Nº 227: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa – Primer y segundo tramo.

Deflexión Segunda Propuesta

Usaremos para ambos tramos $d = \frac{45000}{800} = 56.25mm$; estamos dentro del permitido; de no cumplir podrá usar contra flecha en el proceso constructivo para absorber la deformación por el peso propio.

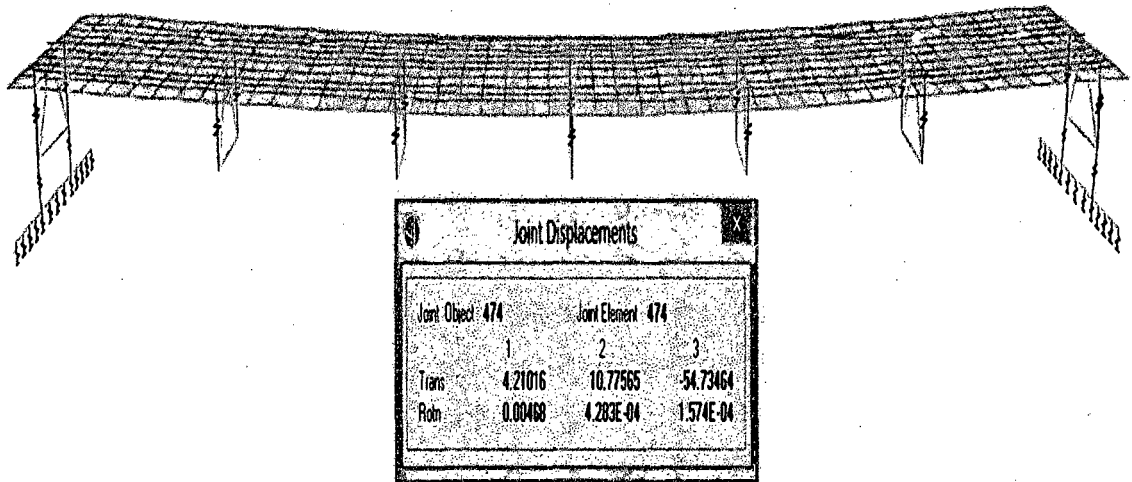


Fig. N° 228: Deflexión por servicio = 54.73mm - Ambos Tramos.

3.2.5.1.3. TERCERA PROPUESTA

3.2.5.1.3.1 Descripción

A nivel de superestructura el puente consta de tres tramos de 17 m – 56 m – 17 m, con vigas principales de sección I o W, de peralte de 1.00 m y base de 0.60 m. Entre los puntos de apoyos intermedios contiene un arco metálico de sección tipo cajón, el arco central forma la estructura con el complemento de péndolas verticales sometidas a tensión. La estructura portante del tablero forma una estructura tipo emparrillado sobre el cual va la losa de concreto armado de 30 cm de espesor. Transversalmente se han colocado vigas diafragma.

El tablero tiene un ancho de calzada de 4.20 m. de extremo a extremo, las aceras estarán dispuestas con ancho de 1.50 m. Las vigas transversales son vigas de sección I o W, con un peralte variable de 0.555 m a 0.60 m.

La distancia entre las dos vigas principales es de 5.40 m. y entre vigas transversales es de 4.25 m en los tramos externos y de 4.00 m, en el tramo central

Los tirantes son de barras de alta resistencia llamada “Barra Postesa Roscada DYWIDAG”, cada tirante está conformado por dos barras de 32 mm de diámetro. Los tirantes espaciados horizontalmente cada 4.m están distribuidos a largo del arco y la viga tirante. Los principales elementos se presentan en el cuadro N° 01.

3.2.5.1.3.2 Materiales

- **Hormigón**

El hormigón tendrá las siguientes resistencias:

Losa del Tablero : Concreto $f'c = 28$ MPa.

Veredas : Concreto $f'c = 28$ MPa.

El módulo de elasticidad del hormigón será calculado por la siguiente relación especificada en la Norma AASHTO LRDF. Fórmula (162).

$$E_c = 0.043y_c^{1.5}\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa.}$$

Dónde:

y_c : Densidad del hormigón (kg/m³).

f_c : Resistencia especificada del concreto en MPa.

$$E_c = 0.043 \times 2,320^{1.5} \sqrt{28} \times 10 = 254,260.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ para } f'_c 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El módulo de Poisson se puede asumir como 0.20.

- **Acero de Refuerzo**

El acero de refuerzo deberá cumplir con la norma ASTM A615 Gr 60 para obtener el esfuerzo de fluencia siguiente:

Acero de Refuerzo : $f_y = 420 \text{ MPa}$

- **Acero de Estructural**

Estructura Metálica : Acero ASTM A709 Grado 250

Propiedades del Acero Estructural de Acuerdo al Manual de Puentes del LRFD

Coefficiente de Expansión Térmica: $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Módulo de elasticidad : $E_a = 200,000 \text{ MPa}$

Coefficiente de Poisson : $\nu = 0.3$

Límite Elástico Mínimo : $F_y = 250 \text{ MPa}$

Resistencia a la tracción Mínimo : $F_u = 408 \text{ MPa}$

- **Péndolas**

Péndolas del sistema Dywidag Systems International con barras roscadas de alta resistencia de Diámetro nominal de 32 mm de diámetro con sus respectivos dispositivos de anclaje y acople. Dichas péndolas deberán tener como mínimo dos barreras calificadas de protección contra la corrosión.

Componentes Principales de las Péndolas

- Barras roscadas Dywidag $\varnothing_{\text{nominal}} = 32\text{mm}$
- Empalmes Dinámicos Dywidag
- Sistema de Anclajes Dywidag
- Sistema de doble Protección contra la corrosión de barras y anclajes.
- Sistema de Protección Antivandálico.

Los péndolas estarán compuestos básicamente por Barras de pretensado del Sistema Dywidag (Dywidag Threadbar) de diámetro nominal $\varnothing 32\text{mm}$ las cuales son laminadas en caliente en la acería y sus costillas deben conformar una rosca en toda su longitud de tal manera que puedan cortarse en cualquier punto.

Las características técnicas de las barras son las siguientes:

Tipo de Barra	: 32WR (Threadbar)
Diámetro Nominal \varnothing (mm)	: 32
Grado $f_{p0.1k}$ / f_{pk} (Mpa)	: 835 / 1030
Rango de Fatiga_ $\sigma_0=0.9 f_{p0.1k}$ (Mpa)	: 180
Módulo de Young (Mpa)	: $195000 \pm 7\%$
Máxima Fuerza de Pretensado (KN)	: 676
Máxima Fuerza de Sobretensado (KN)	: 722
Radio elástico mínimo de curvatura (m)	: 40
Radio de curvatura del dobléz en frío mín. (m)	: 6.4
Longitud de despacho (m)	: 11.80 ± 0.10
Peso Nominal (kg/m)	: 6.53
Area transversal nominal (mm ²)	: 804

3.2.5.1.3.3 Predimensionamiento

• Losa

El método LRDF establece que la altura mínima para un tablero de concreto armado es de 175mm, excluyendo cualquier tolerancia para el pulido y superficie sacrificable. La separación entre vigas es de 4.25m. El predimensionamiento se calcula de la siguiente manera.

Espesor de Losa:

$$e_1 = 1.2x \frac{(4250+3000)}{30}$$
$$e_1 = 1.2x \frac{(4250+3000)}{30} = 290mm \neq 30cm.$$

..... Tabla N° 18

• Vigas Principales

El método LRDF proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo-peralte de la viga, de donde para los casos a desarrollar el predimensionamiento de las vigas serian:

$$Peralte_{viga-A} = 0.040(L)$$
$$Peralte_{viga-A} = 0.040(56) = 2.24m \neq 2.25m$$

..... Tabla N° 18

De acuerdo al cálculo realizado para la dimensión del peralte en la viga principal en de 2.25m. , pero como contamos con un arco continuo que hace una estructura hiperestática, capaz de reducir esfuerzos en el elemento más crítico, por esta razón se tanteos sucesivos para optar un peralte de 1.00m.

Se presenta la siguiente geometría de la superestructura, que se presenta a continuación:

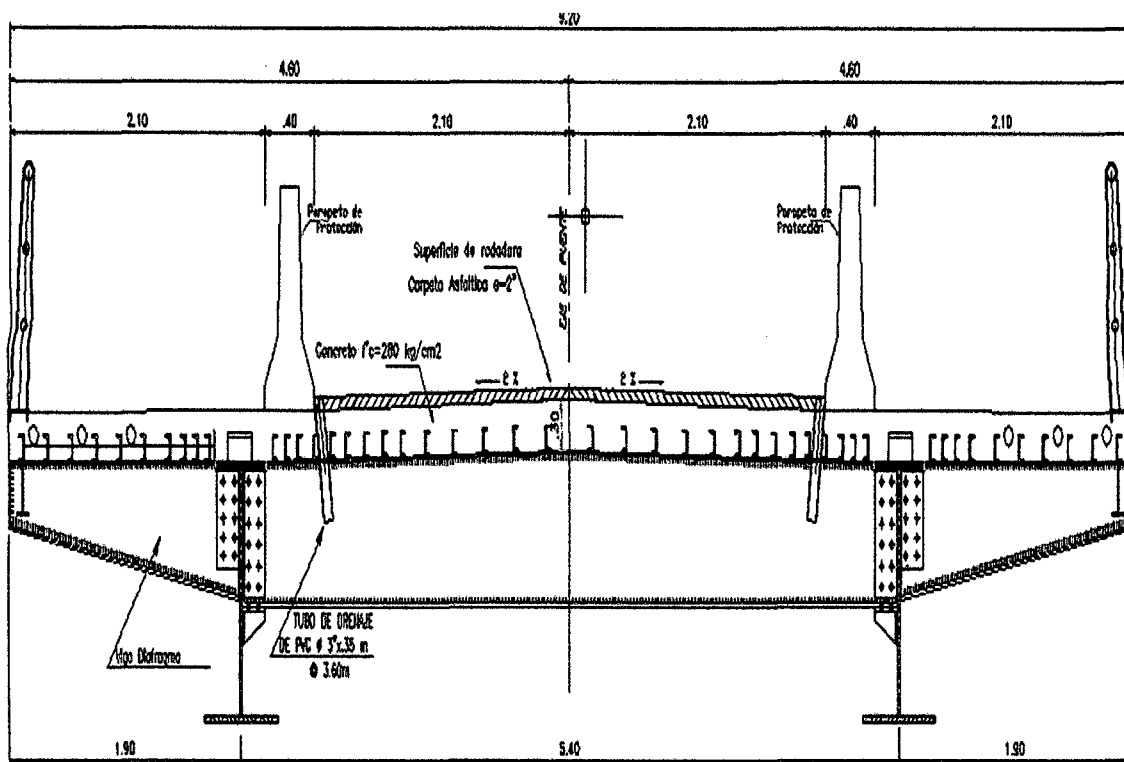


Fig. N° 229: Sección del puente.

3.2.5.1.3.4 Análisis Estructural

El análisis estructural del puente se ha elaborado en base al proceso constructivo y las cargas que actúan sobre la estructura durante la vida útil del puente.

Se han considerado diversos tipos de cargas, entre ellos: Carga Muerta (DC), carga viva (LL), cargas por efecto de viento (DS), cargas sísmicas (EQ), etc.

Para el análisis lineal se utilizó el programa CSIBridge de Computers & Structures Inc. (CSI).

El modelo del puente se ha utilizado dos tipos de elementos, que son los elementos Frame para las vigas de acero (principales, diafragmas y arco) y Shell para la losa y veredas.

3.2.5.1.3.4.1 Modelo Estructural en CSI Bridge

El modelo del puente se creó en el interfaz del CSIBridge y se ha utilizado dos tipos de elemento como se describió líneas arriba, el tipo Frame y Shell. Para todos los elementos estructurales de la superestructura.

Como se definieron las propiedades de todas las secciones de acuerdo al tipo de material, entonces el programa internamente calcula el peso del puente y adiciona el peso de la superficie de rodadura más la carga peatonal.

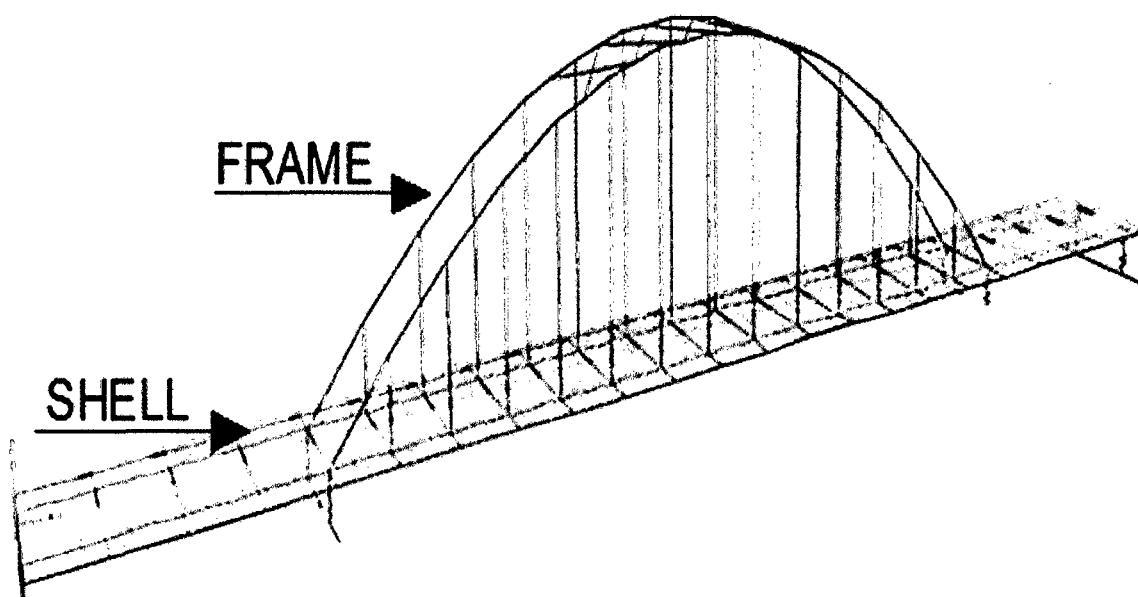


Fig. N° 230: Modelo Estructural En CSI Bridge.

3.2.5.1.3.4.2 Cargas

3.2.5.1.3.4.2.1 Cargas Muertas (DC):

Conformada por el peso propio de la losa, vigas principales, vigas diafragmas, barandas, etc. Para todos los elementos se han utilizado las densidades indicadas en la Tabla N° 08: Densidades. (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.5.1-1).

Se tomó la carga lineal de las barandas de 0.100tnf/ml, en cada extremo del puente, que se muestra en la figura N° 231.

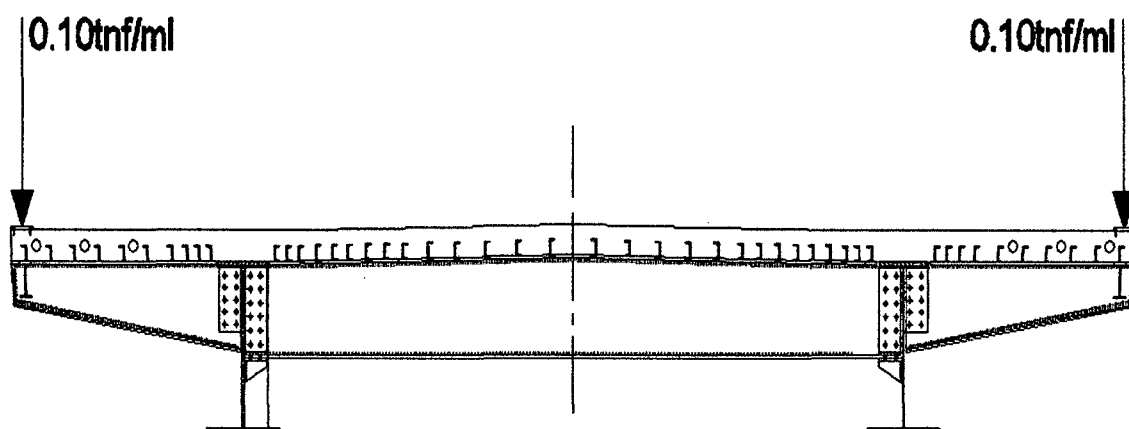


Fig. N° 231: Sección Sometida a Carga de Barandas.

Se tomó la carga lineal del parapeto de seguridad de 0.490tnf/ml , en cada ubicación de los parapetos, que se muestra en la figura N° 232.

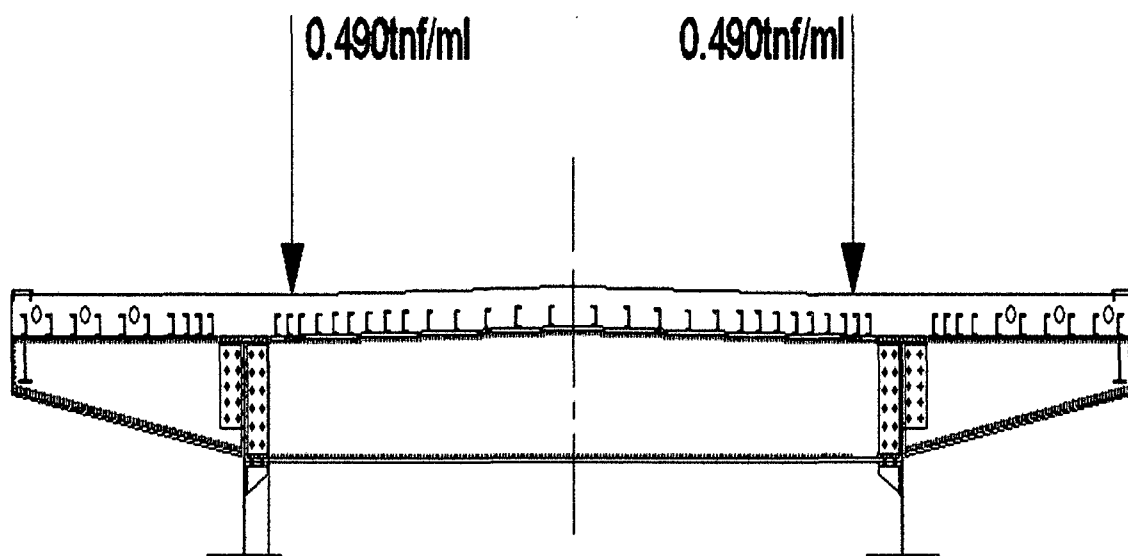


Fig. N° 232: Sección Sometida a Carga de Parapeto.

3.2.5.1.3.4.2.2 Peso de Asfalto (DW):

La carga de la superficie de rodadura se tomó como una carga distribuida de un pavimento de 0.05m de espesor, es decir es una carga de $2.250\text{Tnf/m}^3 \times 0.05\text{m} = 0.1125\text{Tnf/m}^2$, que se muestra en la siguiente figura N° 233.

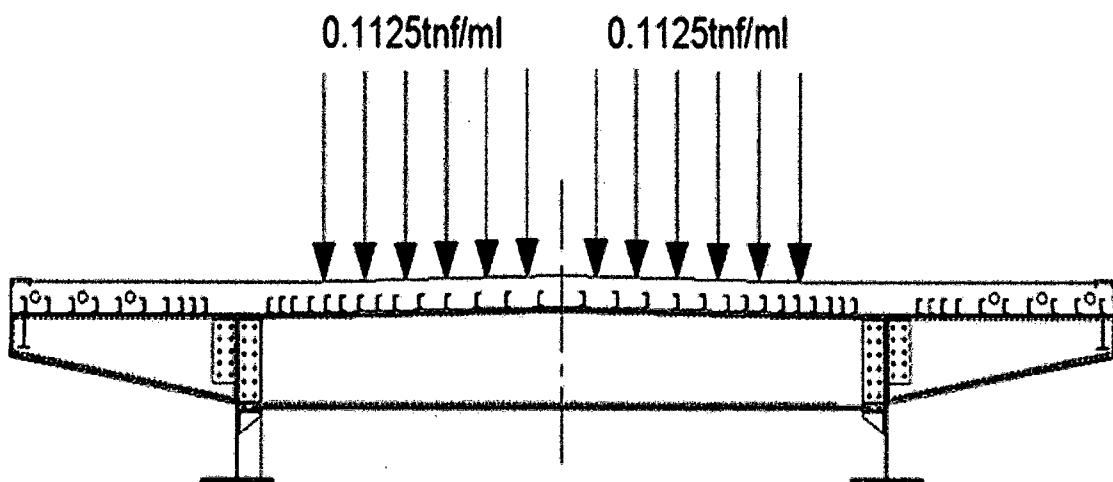


Fig. N° 233: Sección sometida a Carga de Asfalto.

3.2.5.1.3.4.2.3 Cargas Transitorias: PL y LL

Para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño y la presencia de múltiples sobrecargas deberán satisfacer los requisitos del Manual LRFD.

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- a).- Camión de diseño o tándem de diseño.
- b).- Carga del carril de diseño.

3.2.5.1.3.4.2.4 Carga Peatonal: PL

Se aplicará una carga peatonal de 0.360 Tnf/m^2 en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, que se muestra en la figura N° 234.

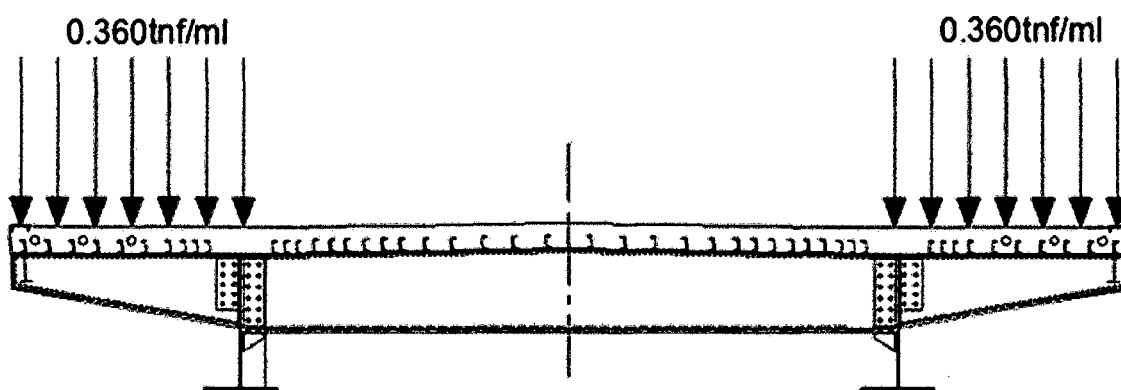


Fig. Nº 234: Sección sometida a Carga Peatonal.

3.2.5.1.3.4.2.5 Cargas Vivas (LL):

Se han determinado siguiendo los procedimientos que indica el “Manual de Diseño de Puentes” (MTC, 2003), el cual se basó en el AASHTO LRFD Bridge Design Specification.

Número de líneas de diseño: Generalmente el número de líneas de diseño debería ser determinado tomando la parte entera de la relación $w/360$, donde w , es el ancho de la superficie de rodadura en cm.

El ancho de la superficie de rodadura es de $w=420\text{cm}$, en consecuencia el número de líneas de diseño será $420/360=1.67$, por consiguiente se utilizara una (01) línea de diseño de 3.60m de ancho como se muestra en la figura Nº 235.

Bridge Lane Data

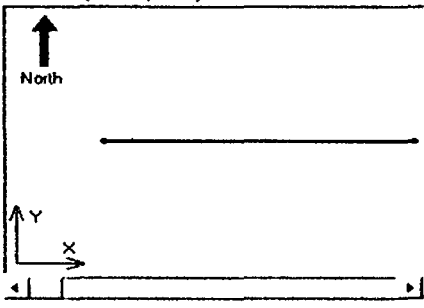
Lane Name: <input type="text" value="LANE1"/>		Coordinate System: <input type="text" value="GLOBAL"/>	Units: <input type="text" value="Tonf, m, C"/>																		
Maximum Lane Load Discretization Lengths Along Lane: <input type="text" value="3.048"/> Across Lane: <input type="text" value="3.048"/>		Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/ <input type="text" value="4"/> of Span Length <input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/ <input type="text" value="10"/> of Lane Length																			
Lane Data <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Bridge Layout Line</th> <th>Station m</th> <th>Centerline Offset m</th> <th>Lane Width m</th> <th>Move Lane...</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ARCO</td> <td>0.</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> <td rowspan="3"> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </td> </tr> <tr> <td>ARCO</td> <td>0.</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> <tr> <td>ARCO</td> <td>90.</td> <td>0.</td> <td>4.2</td> </tr> </tbody> </table>				Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Move Lane...	ARCO	0.	0.	4.2	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>	ARCO	0.	0.	4.2	ARCO	90.	0.	4.2
Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Move Lane...																	
ARCO	0.	0.	4.2	<input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>																	
ARCO	0.	0.	4.2																		
ARCO	90.	0.	4.2																		
Plan View (X-Y Projection) 		Objects Loaded By Lane <input checked="" type="radio"/> Program Determined <input type="radio"/> Group Lane Edge Type: Left Edge: <input type="text" value="Interior"/> Right Edge: <input type="text" value="Exterior"/> Display Color: <input type="checkbox"/>																			
		OK <input type="button" value="OK"/> Cancel <input type="button" value="Cancel"/>																			

Fig. N° 235: Para todo el puente.

3.2.5.1.3.4.2.5.1 Carga en la Línea de Diseño

La línea de diseño consistirá en una carga de 9.30kN/m (970kgf/m) uniformemente distribuida en la dirección longitudinal.

Transversalmente la carga de la línea de diseño será asumida como uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.00m. Los efectos de fuerza de la cargas de las líneas de diseño no estarán sujetas a efectos dinámicos.

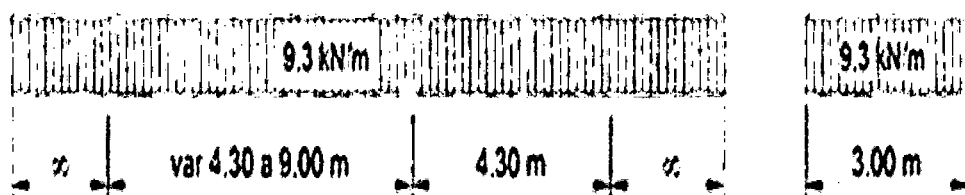


Fig. N° 097: Carga en la línea de Diseño.

3.2.5.1.1.4.2.5.2 Vehículos de Diseño

Los vehículos de diseño se definieron siguiendo especificaciones del AASHTO-LRFD 2010. Camión HL-93.

El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la línea de carga (línea de diseño). El tándem de diseño consiste en dos ejes de 25kips (110KN) espaciados a 4 pies (1.20m) más la consideración de la amplificación dinámica 33%. La línea de diseño consiste en una carga uniforme de 0.64kips/ft. (9.30KN/m) distribuida sobre todos los tramos del puente. Esta combinación está definida en el programa como HL-93M.

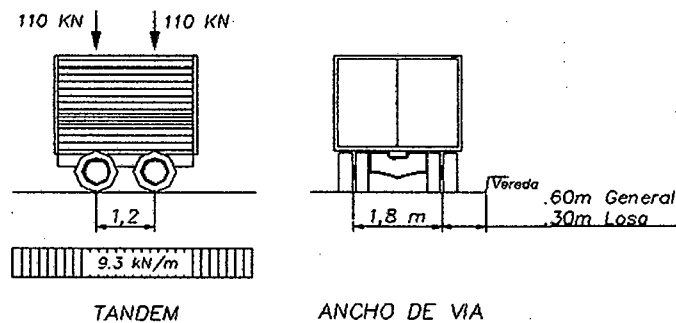


Fig. N° 098: Tandem de Diseño.

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93M-1 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Internal Vertical Support Forces

☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show

Uniform: None Modify/Show

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288

Add Insert Modify Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent Lanes Only) Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully in Lane (in Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Fig. N° 236: Modelo Estructural En CSIBridge – Tandem de Diseño.

El efecto de un camión de diseño con espaciamiento variable entre ejes, combinado con el efecto de la línea de carga (carril de carga) de 0.64kips/ft. (9.30KN/m). Esta combinación está identificada en CSIBridge como HL-93K; la carga entre ejes es también amplificada al 33%.

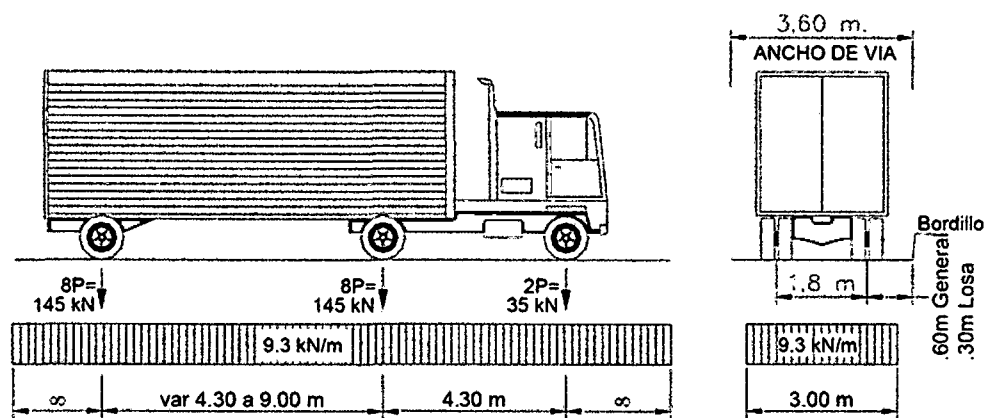


Fig. N° 100: Camión de Diseño HL-93K.

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93K-1 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ At other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge	0.3048
Lane Interior Edge	0.6096

Length Effects

Axle	None	Modify/Show
Uniform	None	Modify/Show

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288

Add Insert Modify Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully in Lane (in Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Fig. N° 237: Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93K.

Para momentos negativos entre puntos de inflexión: 90% del efecto de un tren de carga combinado con el 90% del efecto del carril de carga. El tren de cargas consiste en dos camiones de diseño espaciados una distancia mínima de 50' (15m) entre el eje delantero de un camión y el eje posterior del otro camión. La distancia entre los dos ejes de 32kips deberá ser de 14' (4.30m) para cada camión. Los puntos de inflexión se evalúan según la separación entre camiones. Esta combinación está identificada en CSIBridge como HL-93S.

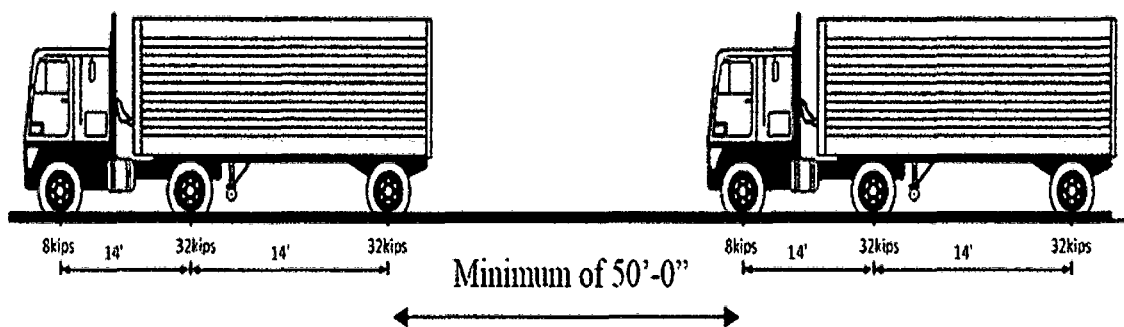


Fig. Nº 102: Camión de Diseño HL-93S.

General Vehicle Data

Vehicle name

HL-93S-1

Units

Tonf, m, C

Floating Axle Loads

Value

Width Type

Axle Width

For Lane Moments

0.

One Point

For Other Responses

0.

One Point

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
 ☒ Interior Vertical Support Forces
 ☐ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge

0.3048

Lane Interior Edge

0.6096

Length Effects

Axle

None

Modify/show...

Uniform

None

Modify/show...

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	0.8572	Fixed Width	3.048	4.3436	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	17.3744	Two Points	1.8288

Add

Insert

Modify

Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent Lanes Only) Straddle Reduction Factor
 ☐ Vehicle Restraints Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK

Cancel

Fig. Nº 238: Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93S.

De acuerdo a lo indicado líneas arriba se ha especificado tres sistemas de carga móvil, luego se ensambla estas cargas móvil a un vehículo clase cuyo nombre es HL-93 donde se encontraran los tres sistemas propuestos, HL-93M, HL-93K y HL-93S.

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name

HL-93

Define Vehicle Class

Vehicle Name

Scale Factor

HL-93K-1

1.

HL-93K-1

1.

HL-93M-1

1.

HL-93S-1

1.

Add

Modify

Delete

OK

Cancel

Fig. Nº 239: Modelo Estructural En CSIBridge – Camión de Diseño HL-93.

3.2.5.1.1.4.2.6 **Análisis de Losa**

Para el análisis de los momentos flectores máximos que se producen en la sección transversal debido a la sobrecarga vehicular se considera una carga equivalente a una línea de eje transversal del camión. La carga se colocara a 0.30m de la cara del guardarruedas o bordillo.

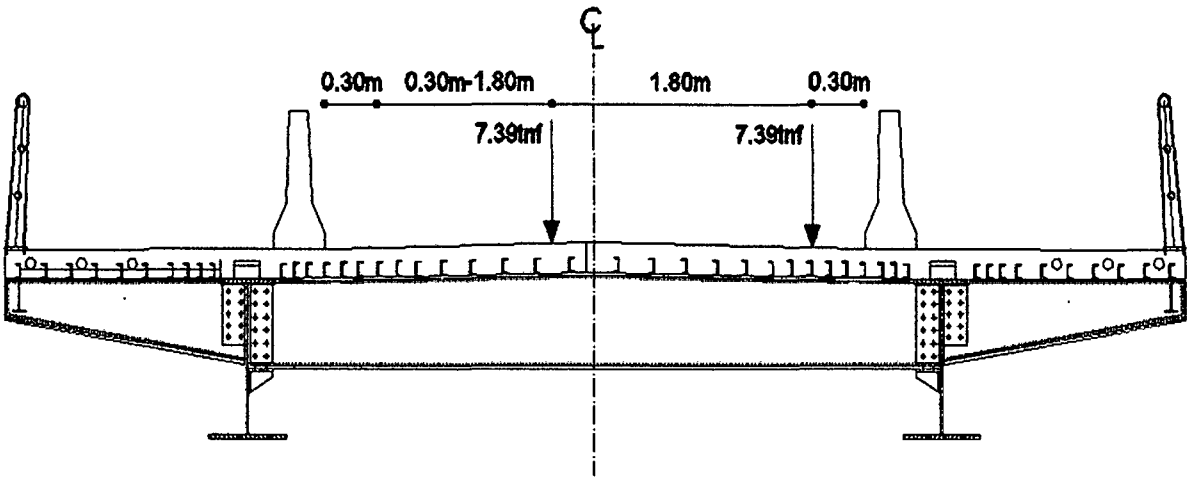


Fig. Nº 240: Ubicación de la Carga Móvil para el Análisis de la Losa.

3.2.5.1.1.4.2.7 Análisis de la Viga Diafragma

Las vigas diafragma son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas principales, en apoyos y puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir las fuerzas laterales. En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones del AASHTO que sugerirán se les coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro.

Para analizar los diafragmas la sobrecarga móvil deberá tener las siguientes ubicaciones.

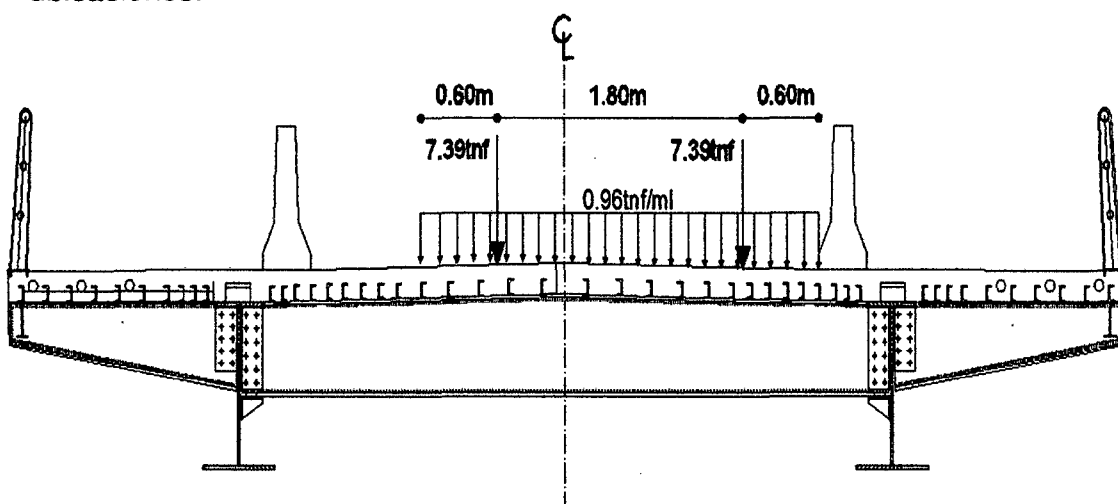


Fig. Nº 241: Ubicación de la carga móvil excéntrica sobre la viga diafragma.

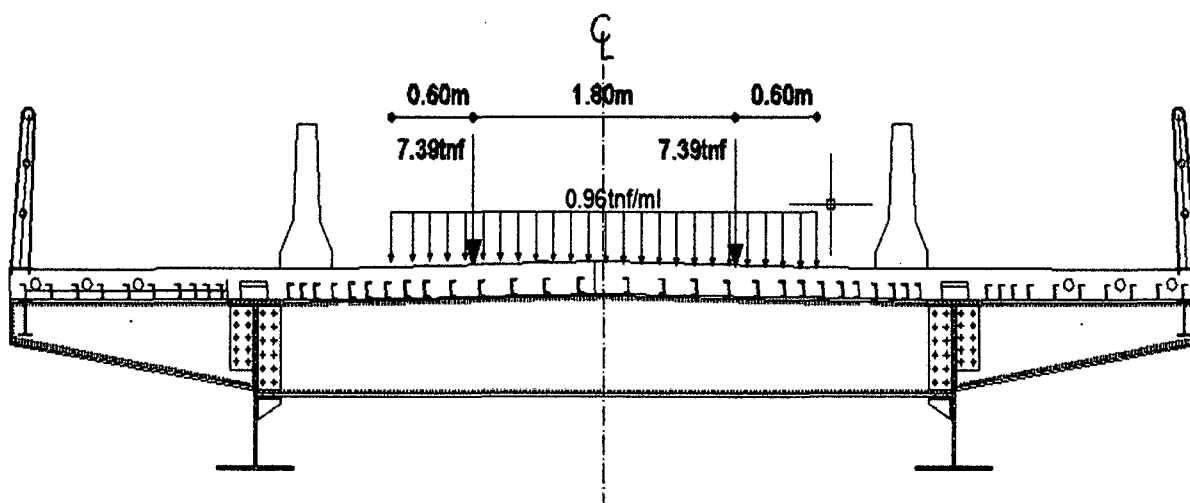


Fig. Nº 242: Ubicación de la carga móvil centrada sobre la viga diafragma.

3.2.5.1.3.4.2.8 Efectos Dinámicos:

Cuando los vehículos pasan a su velocidad de diseño producen vibraciones sobre la estructura y dicha vibración amplifica la carga estática de los vehículos, para considerar ese efecto se utilizarán los factores de ampliación de carga dinámica que indica la tabla N° 09 (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.6.2.1-1).

En el CSI Bridge se incrementó en 33% la carga de tándem y del camión de diseño de manera particular sin amplificar la carga uniformemente distribuida.

Fuerza de frenado BR: Para la fuerza de frenado consideraremos toda la longitud del puente, $L=90.00\text{m}$. Esta fuerza se toma el máximo de lo siguiente:

25% del camión de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(3.5 + 14.5 + 14.5) = 8.125 \text{ Tn}$$

25% del tándem de diseño:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.25(11 + 11) = 5.50 \text{ Tn}$$

5% del camión de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(3.5 + 14.5 + 14.5) + (90.00 \times 0.970)] = 5.99 \text{ Tn}$$

5% del tándem de diseño del carril de carga:

$$BR_{\text{Single Lane}} = 0.05[(11 + 11) + (90.00 \times 0.970)] = 5.465 \text{ Tn}$$

La fuerza de frenado será:

$$BR_{\text{neto}} = (BR_{\text{Single Lane}}) \times (\# \text{Carriles}) \times (\text{FMP})$$

$$BR_{\text{neto}} = (8.125) \times (1) \times (1.2) = 9.75 \text{ Tn}$$

El valor de presencia múltiple se tomara de la AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.6.1.1.2-1.

Se asumirá que esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de 1.80m por encima de la superficie de rodadura en la dirección longitudinal para causar los efectos de fuerza extrema.

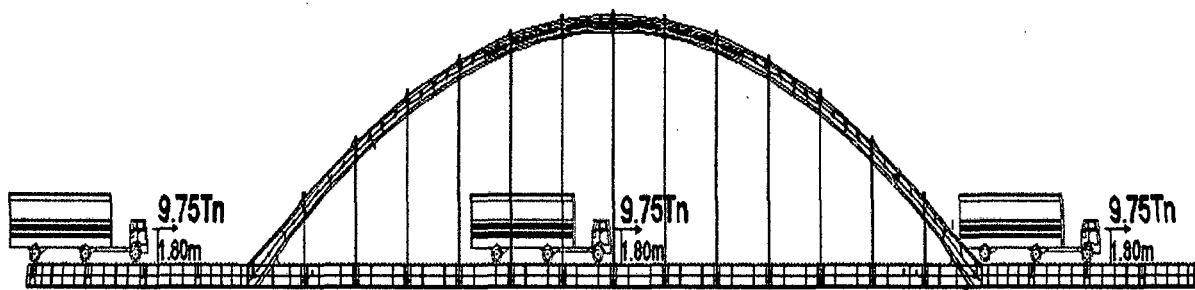


Fig. N° 243: Acción de la Fuerza de Frenado – Camión de Diseño HL-93.

3.2.5.1.3.4.2.9 Cargas de Viento (WL y WS):

Presión horizontal del viento:

Las presiones especificadas en el AASHTO – LRFD 2010 asumen que son causadas por una velocidad de diseño de viento, $V_B=160\text{km/h}$. Las cargas de viento se asumen como uniformemente distribuidas sobre el área expuesta al viento. El área expuesta es la suma de las áreas de todos los componentes, incluyendo los sistemas de piso y barandas que se vería en una elevación perpendicular a la dirección asumida del viento.

Esta dirección puede ser variada para determinar los efectos extremos de dichas fuerzas sobre la estructura y sus componentes.

Las áreas que no contribuyen en el efecto de fuerza extrema pueden ser despreciadas en el análisis.

Para puente o partes de puentes a 10.00m por encima del nivel de terreno o agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , deber ser ajustado de acuerdo a:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Fórmula N° 154}$$

El AASHTO – LRFD 2010 indica que V_{10} puede ser extrapolado de:

- Los mapas eólicos. (ver figura N° 114).
- Estudios específicos de viento.
- En ausencia de un buen criterio, se puede asumir que $V_{10}= V_B=160\text{km/h}$.

El manual de diseño de puente, MTC 2003, denomina C a la relación 2.5 (V_0/V_B) y muestra lo siguiente:

$$V_{DZ} = CV_{10} \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \geq V_{10} \quad \text{Fórmula N° 155}$$

Donde los valores de C y Z_0 se pueden extraer de la tabla 2.4.3.10.1-1 del Manual de Diseño de Puentes - MTC 2003, para diferentes zonas.

Del mapa eólico del Perú de la figura N° 114, se puede interpolar la velocidad V_{10} para la zona del puente.

Con ayuda del mapa eólico del Perú, V_{10} , resulta ser 55km/h. Como el puente se encuentra dentro de la ciudad de la provincia de San Martín en zona urbana utilizaremos $C=0.485$ km/h, $Z_0=0.8$ m, $Z=10.00$ m. Por consiguiente la velocidad de diseño, V_{DZ} , es:

$$V_{DZ} = 0.485 \times 55 \times \ln\left(\frac{10}{0.8}\right) = 87.42 \frac{\text{km}}{\text{h}} \geq 55 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

Presiones de viento sobre estructuras:

Si se justifica por condiciones locales, se puede elegir una velocidad diferente de diseño del viento para combinaciones de carga que no involucren el viento en la carga viva. La dirección del viento de diseño se puede asumir como horizontal, a no ser que se especifique lo contrario en el artículo 3.8.3 de la AASHTO LRFD 2010. En ausencia de datos precisos, las presiones de viento, en MPa, se pueden determinar con:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25,600} \quad \text{Fórmula N° 156}$$

Donde V_B es la velocidad básica del viento, que para el código peruano es de 160 km/h, y P_B es la presión básica que se puede extraer de la tabla N° 14 (AASHTO – LRFD, Tabla N° 3.8.1.2.1-1).

Como la estructura del puente es a base de vigas, entonces la presión de diseño en la zona del barlovento será:

$$P_D = 0.0024 \left(\frac{87.42^2}{25,600} \right) = 0.000745 \frac{MPa}{m^2} = 0.0716 \frac{Tn}{m^2}$$

Para el diseño en la zona del sotavento será:

$$P_D = 0.0012 \left(\frac{87.42^2}{25,600} \right) = 0.000358 \frac{MPa}{m^2} = 0.0358 \frac{Tn}{m^2}$$

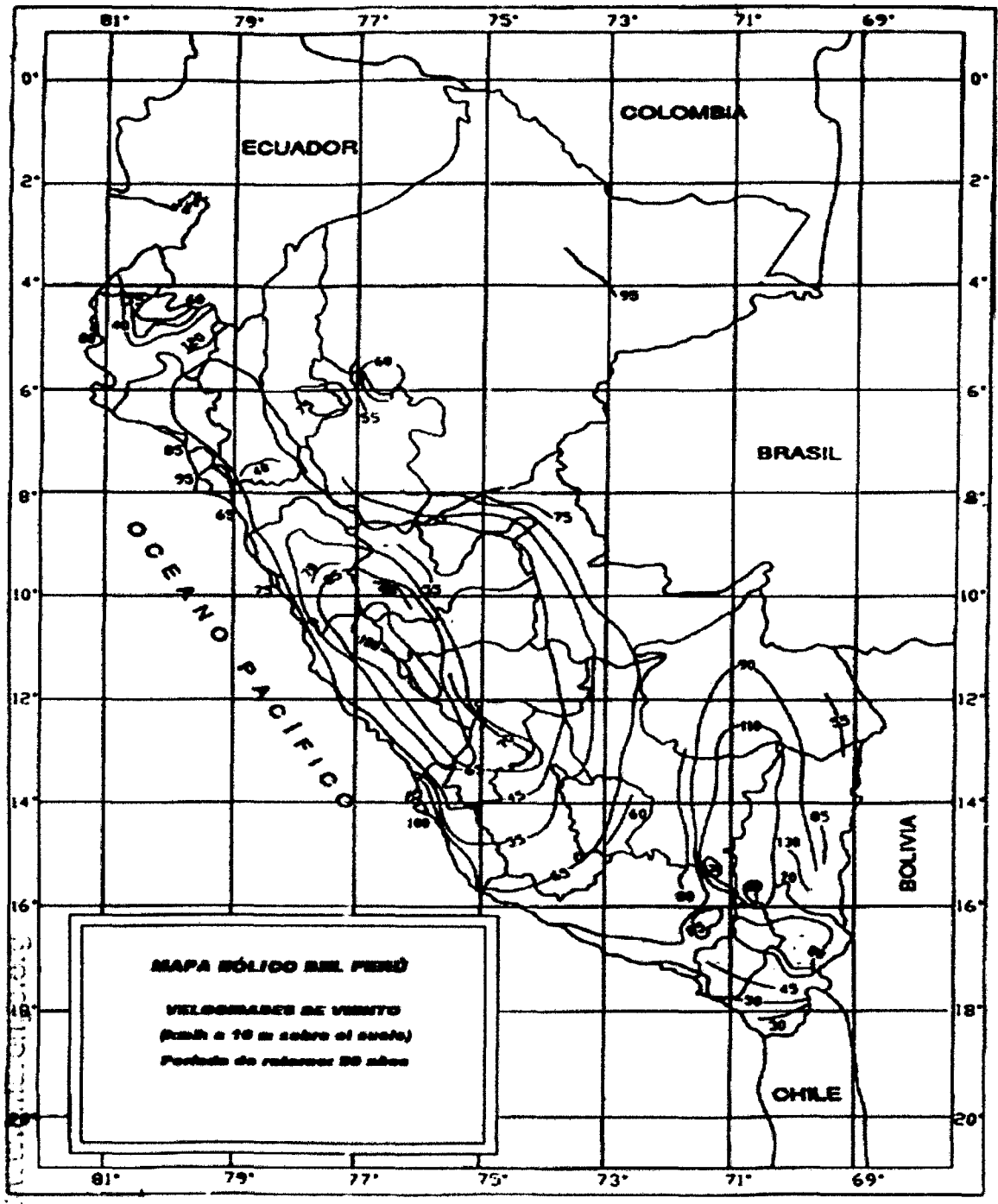


Fig. Nº 113: Mapa Eólico Del Perú.

Presión vertical de viento:

Se considerara una fuerza vertical hacia arriba uniformemente distribuida por unidad de longitud del puente, con una magnitud igual a 96kg/m2 (100kgf/m2) multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta carga lineal longitudinal se aplicara en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con la carga horizontal calculada anteriormente.

Como el tablero tiene un ancho total de 6.60m, entonces el valor de la fuerza será:

$$W_{DV} = P_{DV} \times W = 96 \times 9.20 = 0.883 \frac{Tn}{m}$$

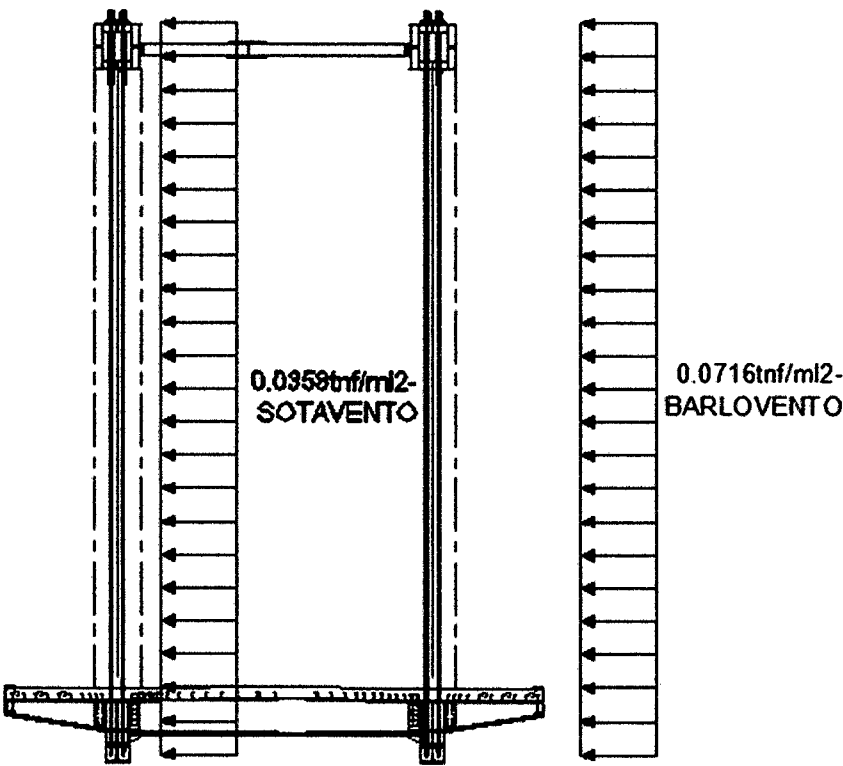


Fig. Nº 244: Sección sometida a Presión de Viento en Barlovento y Sotavento.

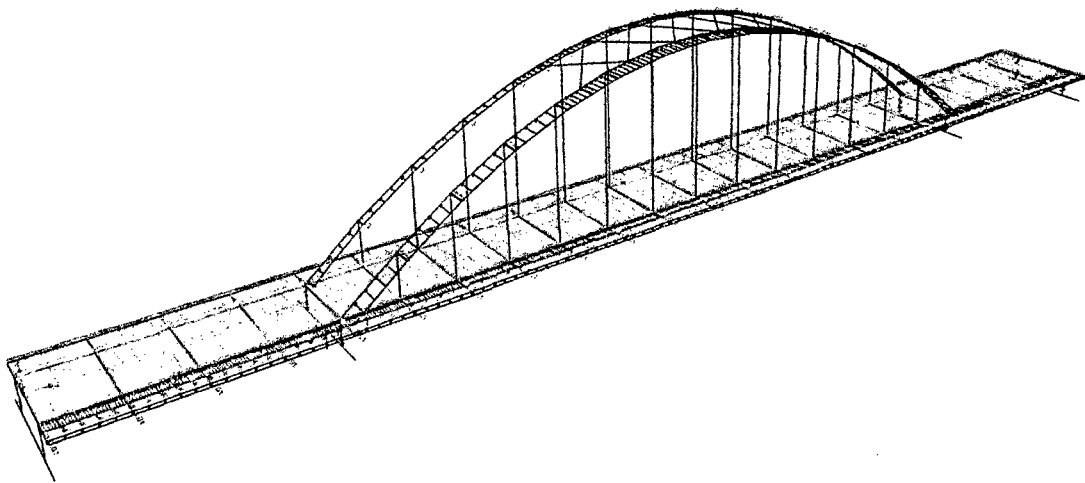


Fig. N° 245: Modelo tridimensional sometida a Presión de Viento en Barlovento y Sotavento.

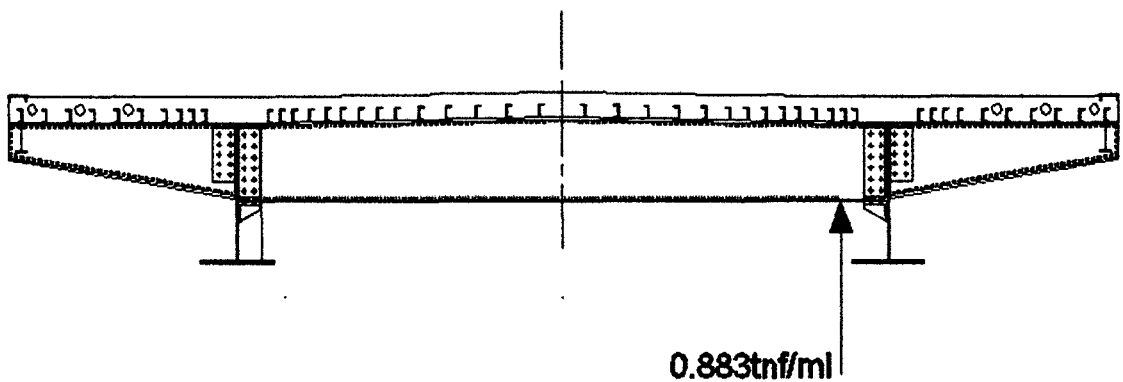


Fig. N° 246: Sección sometida a Presión Vertical de Viento

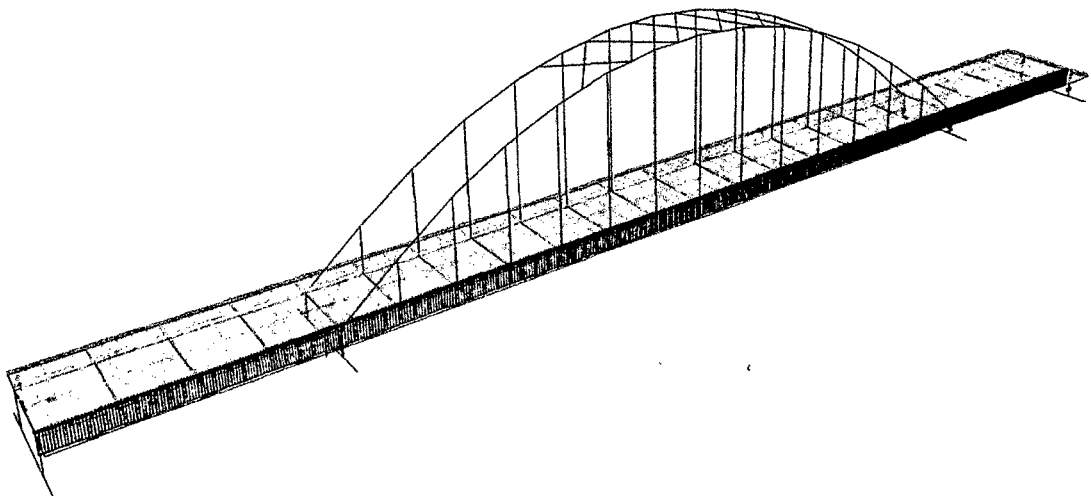


Fig. N° 247: Modelo tridimensional sometida a Presión Vertical de Viento.

3.2.5.1.3.4.2.10 Cargas de Sismo (EQ):

Las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.7.4 del AASHTO LRFD 2010, en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{SM} , especificado en el Artículo 3.10.6 del mismo, y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R , especificado en el Artículo 3.10.7.1 del AASHTO LRFD 2010.

Los requisitos especificados en el AASHTO LRFD 2010 se deben aplicar para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y reticuladas cuyas longitudes no sean mayores que 150m. Para otros tipos de construcción y puentes de más 150m de longitud deberá especificar y/o aprobar requisitos adecuados. A menos que el propietario especifique lo contrario, no es necesario aplicar estos requisitos en el caso de las estructuras totalmente enterradas.

Se deberá considerar el potencial de licuefacción del suelo y movimiento de los taludes.

Coeficiente de aceleración:

El coeficiente, A , que se utilizara en la aplicación de estos requisitos se deberá determinar en base a los mapas (ver mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años). Para las ubicaciones que se encuentran entre dos líneas de contorno o entre una línea de contorno y un máximo o mínimo local se deberá interpolar linealmente.

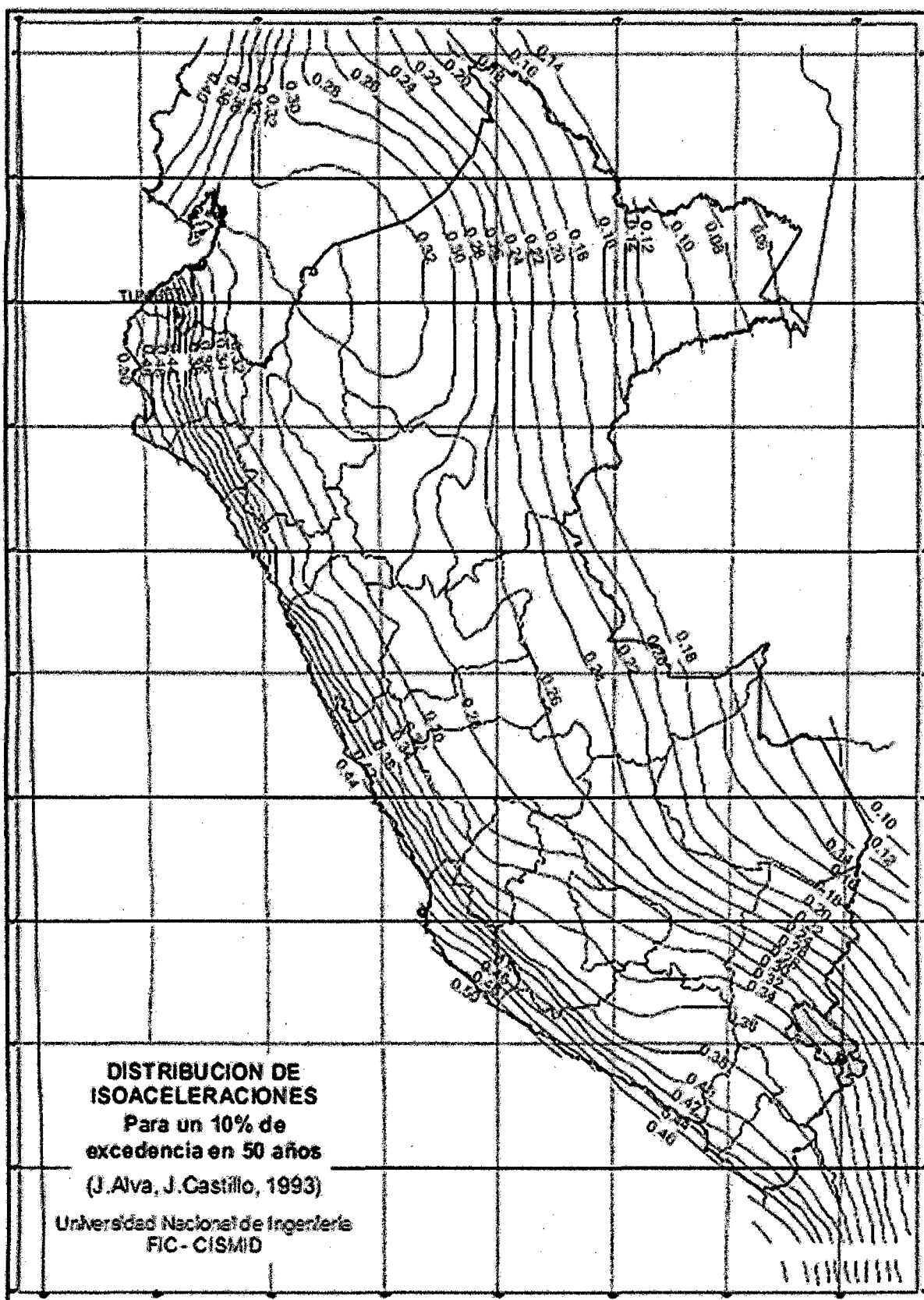


Fig. N° 122: Mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años.

Un profesional capacitado deberá realizar estudios especiales para determinar coeficientes de aceleración específicos del sitio de emplazamiento y la estructura si se da alguna de las siguientes condiciones:

- El sitio de emplazamiento se encuentra próximo a una falla activa.
- En la región se anticipan sismos de larga duración.
- La importancia del puente es tal que es necesario considerar un mayor periodo de exposición y por lo tanto un mayor periodo de recurrencia.

En el caso del puente se tomó una aceleración de 0.28 para 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Categorías según la importancia del puente:

A los fines del Artículo 3.10 del AASHTO LRFD, el propietario o aquellos a quienes corresponda la jurisdicción deberán clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

- Puentes críticos.
- Puentes esenciales.
- Otros puentes.

Al realizar la clasificación se deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los potenciales cambios futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos. Para este caso el puente se clasificó como un puente esencial.

Zonas sísmicas:

Todo que deberá ser asignado a uno de las cuatro zonas sísmicas de la Tabla N° 10 – Zonas Sísmicas (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.4-1).

De acuerdo al coeficiente de aceleración tomada, el puente está dentro de la zona 3.

Efecto de sitio de emplazamiento:

En la determinación de las cargas sísmicas para puentes se deberían incluir los efectos del sitio de emplazamiento. El coeficiente de sitio, S , especificado en la Tabla N° 11 – Coeficientes de Sitio (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.5.1-1), se deberá basar en los tipos de perfiles de suelo definidos en los Artículos 3.10.5.2 a 3.10.5.5 del AASHTO LRFD 2010.

En ubicaciones en las cuales las propiedades del suelo no se conocen con un nivel de detalle suficiente como para poder determinar el tipo de perfil de suelo, o si el perfil no concuerda con ninguno de los cuatro tipos, se deberá usar el coeficiente de sitio correspondiente al perfil de Suelo Tipo II.

Para el puente se clasifica como de Tipo III de acuerdo con los estratos que presenta el suelo.

Coeficiente de respuesta sísmica elástica:

A demás que el Artículo 3.10.6.2 del AASHTO LRFD 2010 especifique lo contrario, el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , para el modo de vibración m se deberá tomar como:

$$C_{sm} = \frac{1,2AS}{T_m^{\frac{2}{3}}} \leq 2,5A \quad \text{Fórmula N° 153}$$

Factores de modificación de respuesta R:

Para poder aplicar los factores de modificación de respuesta, R , aquí especificados, los detalles estructurales deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.2.2, 5.10.11 y 5.13.4.6 del AASHTO LRFD 2010.

A excepción de lo especificado en el AASHTO LRFD, las solicitaciones sísmicas de diseño para subestructuras y las uniones monolíticas entre partes de estructuras, listadas en la Tabla 3.10.7.1-2, se deberán determinar dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta, R , como especifica en las Tablas N° 12 y 13 (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2), respectivamente.

Se deberá asumir que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral.

Para ambos ejes ortogonales de la subestructura se deberá usar el factor R apropiado.

Combinación de solicitaciones sísmicas.

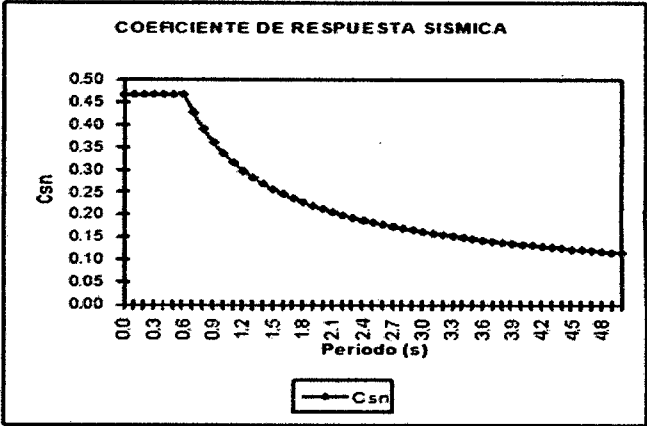
Las solicitaciones sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de una componente, obtenidas mediante análisis en las dos direcciones perpendiculares de deberán combinar mediante análisis en las dos direcciones perpendiculares se deberán combinar de la siguiente manera para formar dos casos de carga:

- 100% de valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30% de valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular.
- 100% de valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular.

Si las fuerzas en las uniones de las fundaciones y/o columnas se determinan a partir de la rotulación plástica de las columnas como se especifica en el Artículo 3.10.9.4.3 del AASHTO LRFD 2010, las solicitaciones resultantes se pueden determinar sin considerar los casos de carga combinados aquí especificados.

COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA-DIRECCION X

T	Csn
0.0	0.466667
0.1	0.466667
0.2	0.466667
0.3	0.466667
0.4	0.466667
0.5	0.466667
0.6	0.466667
0.7	0.426194
0.8	0.389893
0.9	0.360449
1.0	0.336000
1.1	0.315315
1.2	0.297544
1.3	0.282083
1.4	0.268485
1.5	0.256416
1.6	0.245617
1.7	0.235888
1.8	0.227069
1.9	0.219030
2.0	0.211667
2.1	0.204893
2.2	0.198636
2.3	0.192836
2.4	0.187441
2.5	0.182409
2.6	0.177701
2.7	0.173286
2.8	0.169135
2.9	0.165224
3.0	0.161532



Coefficiente de Respuesta Sísmica Elástica

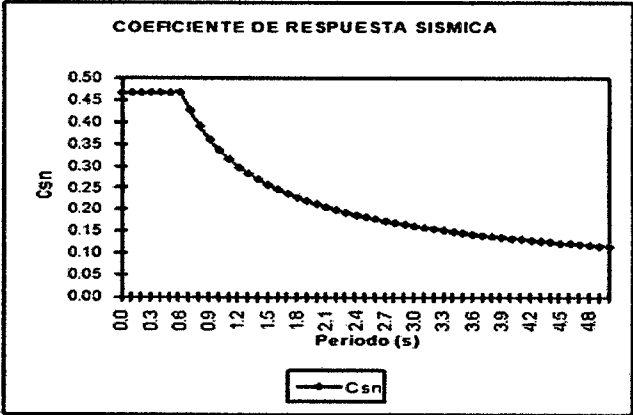
$$C_{sn} = \frac{1.2AS}{T^{2/3}R} \leq 2.5 \frac{A}{R} = 0.467$$

A = 0.28 Zona Sísmica 3
S = 1.50 Suelo Perfil Tipo III
R = 1.50

Fig. Nº 123: Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección X

COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA-DIRECCION Y

T	Csn
0.0	0.466667
0.1	0.466667
0.2	0.466667
0.3	0.466667
0.4	0.466667
0.5	0.466667
0.6	0.466667
0.7	0.426194
0.8	0.389893
0.9	0.360449
1.0	0.336000
1.1	0.315315
1.2	0.297544
1.3	0.282083
1.4	0.268485
1.5	0.256416
1.6	0.245617
1.7	0.235888
1.8	0.227069
1.9	0.219030
2.0	0.211667
2.1	0.204893
2.2	0.198636
2.3	0.192836
2.4	0.187441
2.5	0.182409
2.6	0.177701
2.7	0.173286
2.8	0.169135
2.9	0.165224
3.0	0.161532



Coefficiente de Respuesta Sísmica Elástica

$$C_{sn} = \frac{1.2AS}{T^{2/3}R} \leq 2.5 \frac{A}{R} = 0.467$$

A = 0.28 Zona Sísmica 3
S = 1.50 Suelo Perfil Tipo III
R = 1.50

Fig. Nº 124: Coeficiente de Respuesta Sísmica – Dirección Y

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO-X Set Def Name		Notes: Modify/Show...	Load Case Type: Response Spectrum Design...																
Model Combination <input checked="" type="radio"/> CQC GMC f1 1. <input type="text"/> <input type="radio"/> SRSS GMC f2 0. <input type="text"/> <input type="radio"/> Absolute <input type="radio"/> GMC Periodic + Rigid Type: SRSS ▼ <input type="radio"/> NRC 10 Percent <input type="radio"/> Double Sum		Directional Combination <input checked="" type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> CQC3 <input type="radio"/> Absolute Scale Factor: <input type="text"/>																	
Model Load Case Use Modes from this Model Load Case: MODAL ▼																			
Loads Applied <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 5px;"> <thead> <tr> <th>Load Type</th> <th>Load Name</th> <th>Function</th> <th>Scale Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Accel</td> <td>U2</td> <td>SPECTRO</td> <td>2.943</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U1</td> <td>SPECTRO</td> <td>9.81</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U2</td> <td>SPECTRO</td> <td>2.943</td> </tr> </tbody> </table> <div style="text-align: right; margin-top: 5px;"> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </div>				Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Accel	U2	SPECTRO	2.943	Accel	U1	SPECTRO	9.81	Accel	U2	SPECTRO	2.943
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor																
Accel	U2	SPECTRO	2.943																
Accel	U1	SPECTRO	9.81																
Accel	U2	SPECTRO	2.943																
<input type="checkbox"/> Show Advanced Load Parameters																			
Other Parameters Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...																			
			<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>																

Fig. Nº 248: Espectro para la Dirección X-X.

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: ESPECTRO-Y Set Def Name		Notes: Modify/Show...	Load Case Type: Response Spectrum Design...																
Model Combination <input checked="" type="radio"/> CQC GMC f1 1. <input type="text"/> <input type="radio"/> SRSS GMC f2 0. <input type="text"/> <input type="radio"/> Absolute <input type="radio"/> GMC Periodic + Rigid Type: SRSS ▼ <input type="radio"/> NRC 10 Percent <input type="radio"/> Double Sum		Directional Combination <input checked="" type="radio"/> SRSS <input type="radio"/> CQC3 <input type="radio"/> Absolute Scale Factor: <input type="text"/>																	
Model Load Case Use Modes from this Model Load Case: MODAL ▼																			
Loads Applied <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 5px;"> <thead> <tr> <th>Load Type</th> <th>Load Name</th> <th>Function</th> <th>Scale Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Accel</td> <td>U1</td> <td>SPECTRO</td> <td>2.943</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U2</td> <td>SPECTRO</td> <td>9.81</td> </tr> <tr> <td>Accel</td> <td>U1</td> <td>SPECTRO</td> <td>2.943</td> </tr> </tbody> </table> <div style="text-align: right; margin-top: 5px;"> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/> </div>				Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Accel	U1	SPECTRO	2.943	Accel	U2	SPECTRO	9.81	Accel	U1	SPECTRO	2.943
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor																
Accel	U1	SPECTRO	2.943																
Accel	U2	SPECTRO	9.81																
Accel	U1	SPECTRO	2.943																
<input type="checkbox"/> Show Advanced Load Parameters																			
Other Parameters Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...																			
			<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>																

Fig. Nº 249: Espectro para la Dirección Y-Y.

Formas de Modo.-

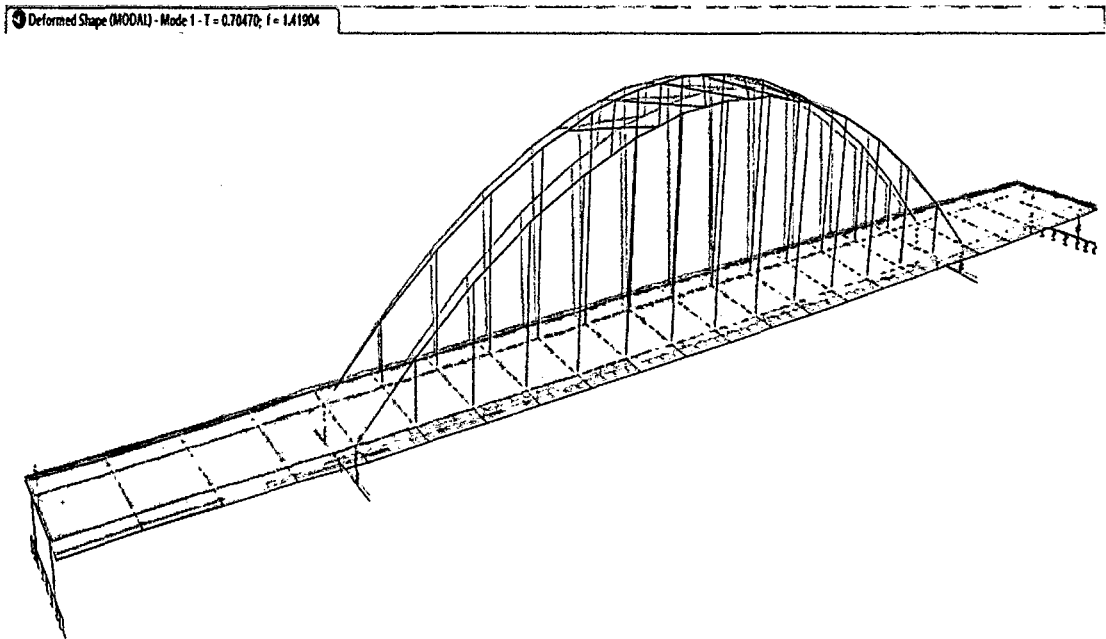


Fig. Nº 250: Primer Forma de Modo T1=0.70470 seg.

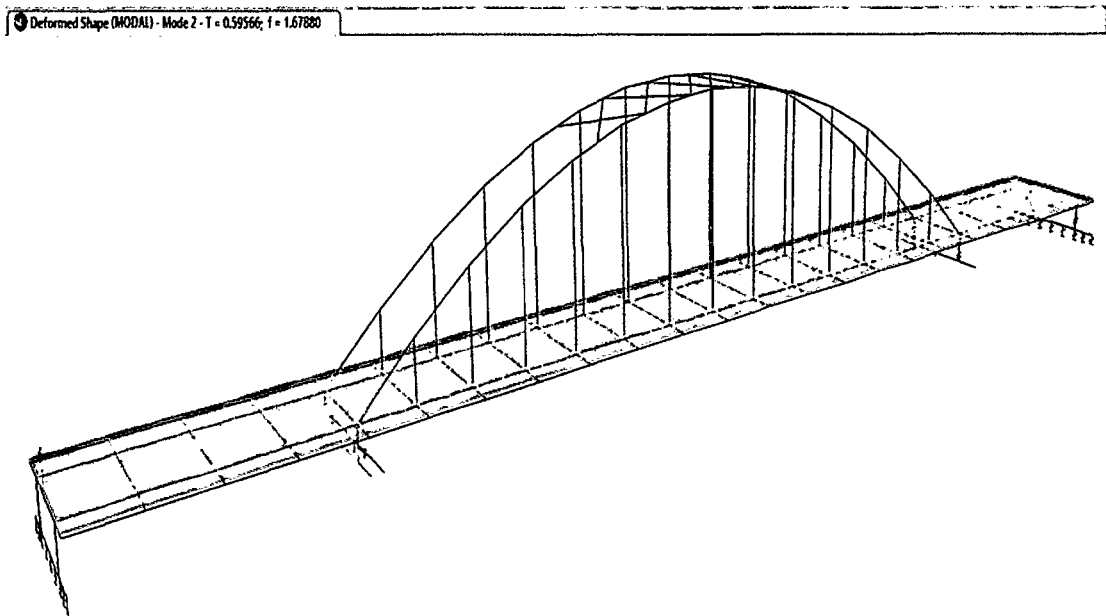


Fig. Nº 251: Segunda Forma de Modo T2=0.59566 seg.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0.59566; f = 1.67880

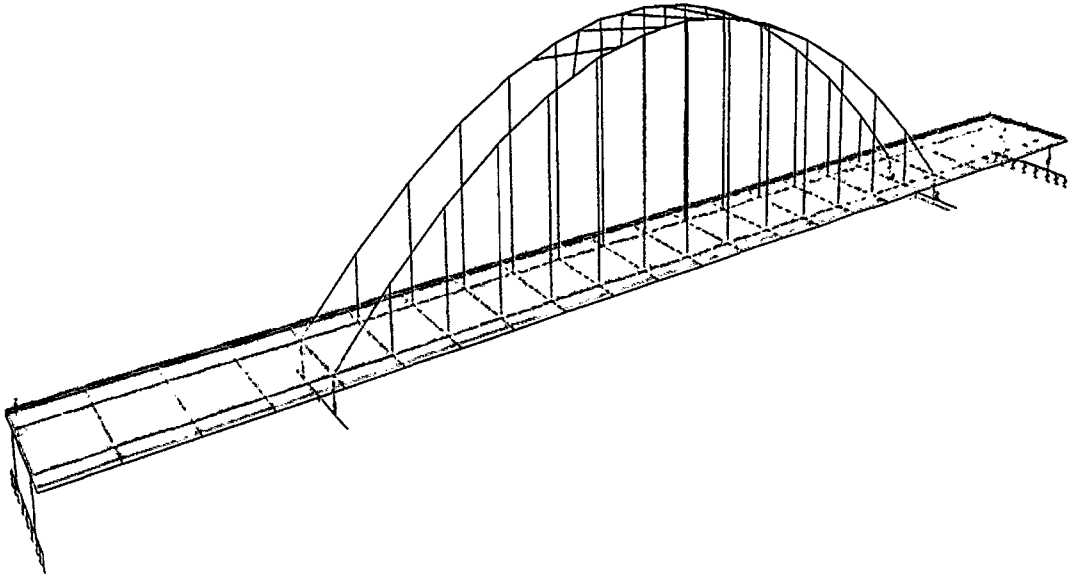


Fig. N° 252: Tercera Forma de Modo T3=0.59566 seg.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 4 - T = 0.41459; f = 2.41203

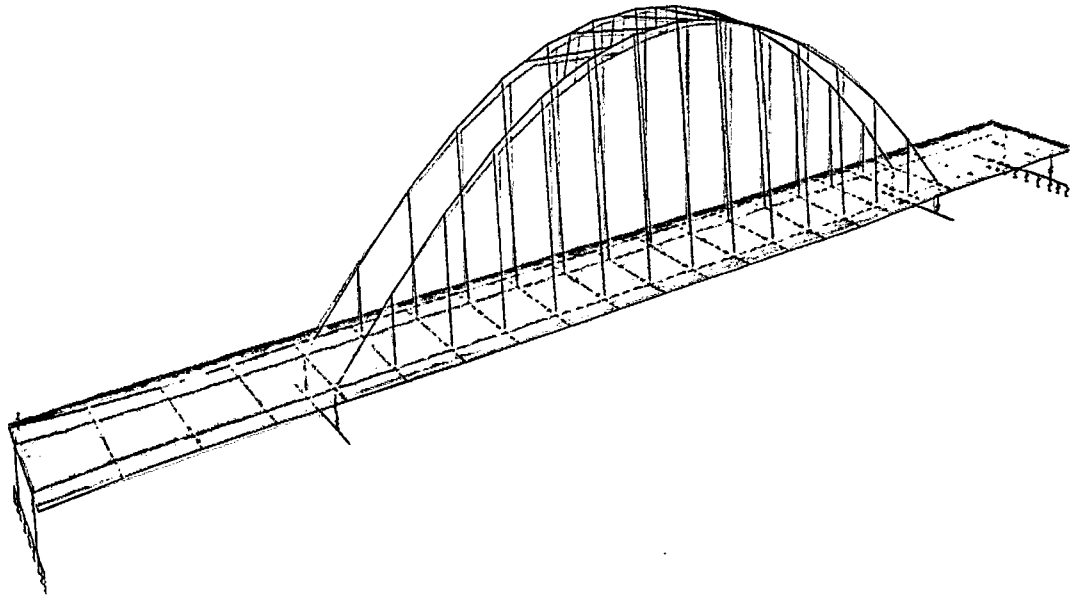


Fig. N° 253: Cuarta Forma de Modo T4=0.41459 seg.

3.2.5.1.3.5 Combinaciones de los Estados Límites

Los esfuerzos máximos/mínimos se obtienen a partir de las combinaciones de carga muerta (DC), viva (LL), viento (WS), y por efecto sismo (EQ), etc.

Luego de la combinación de dichos esfuerzos: axiales, cortantes, flexión, y torsión; de los cuales se busca los valores críticos.

Los elementos del puente deberán ser diseñados teniendo en cuenta los estados límite que se especificaran en los códigos, para cumplir con los objetivos de seguridad, serviciabilidad, y constructibilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

La ecuación de la Fórmula N° 149, deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

Para el estado limite resistencia I, II, III, IV y V, Evento Extremo I y II, servicio I, II, III, IV y fatiga. Todos los estados límites serán considerados de igual importancia, los factores de carga que se utilizan para cada estado límite se detallan en la Tabla N° 06 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga (AASHTO – LRDF, Tabla N° 3.4.1-1)

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq R_r = \phi_i R_n \quad \text{..... Fórmula N° 149}$$

$$n = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad \text{..... Fórmula N° 150}$$

De acuerdo a las condiciones que presenta AASTH LRFD 2007, se tomara para los tramos de concreto armado tipo viga losa los siguientes estados límites: Resistencia I, Servicio I, Fatiga y Evento Extremo I.

Cuadro N° 14: Combinaciones de Carga – Resistencia II – Todo el Puente.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Resistencia II	$1.25DC+1.5DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+1.50DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW+1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+1.50DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW-1.35BR+1.35PL+1.35(LL+IM)$

Cuadro N° 15: Combinaciones de Carga – Servicio I – Todo el Puente.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Servicio I	$1.00DC+1.00DW+0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$
	$1.00DC+1.00DW+0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$
	$1.00DC+1.00DW-0.3WS+1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$
	$1.00DC+1.00DW-0.3WS-1.00BR+1.00PL+1.00(LL+IM)$

Cuadro N° 16: Combinaciones de Carga – Fatiga – Todo el Puente.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Fatiga	$0.75PL+0.75BR+0.75(LL+IM)$
	$0.75PL-0.75BR+0.75(LL+IM)$

Cuadro N° 17: Combinaciones de Carga – Evento Extremo I – Todo el Puente.

Estados Limites	COMBINACIONES DE CARGA
Evento Extremo I	$1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$1.25DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL+1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(X-X)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW+1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+1.5DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$
	$0.9DC+0.65DW-1.00BR+1.00PL-1.00EQ(Y-Y)+1.00(LL+IM)$

3.2.5.1.1.7 Diagramas de Respuestas por Esfuerzos Internos

Para todas las combinaciones de cargas impuestas, incluyendo el peso propio, esta información es necesaria para proceder con la comparación de los elementos estructurales.

Respuesta por Resistencia II (Viga Crítica).

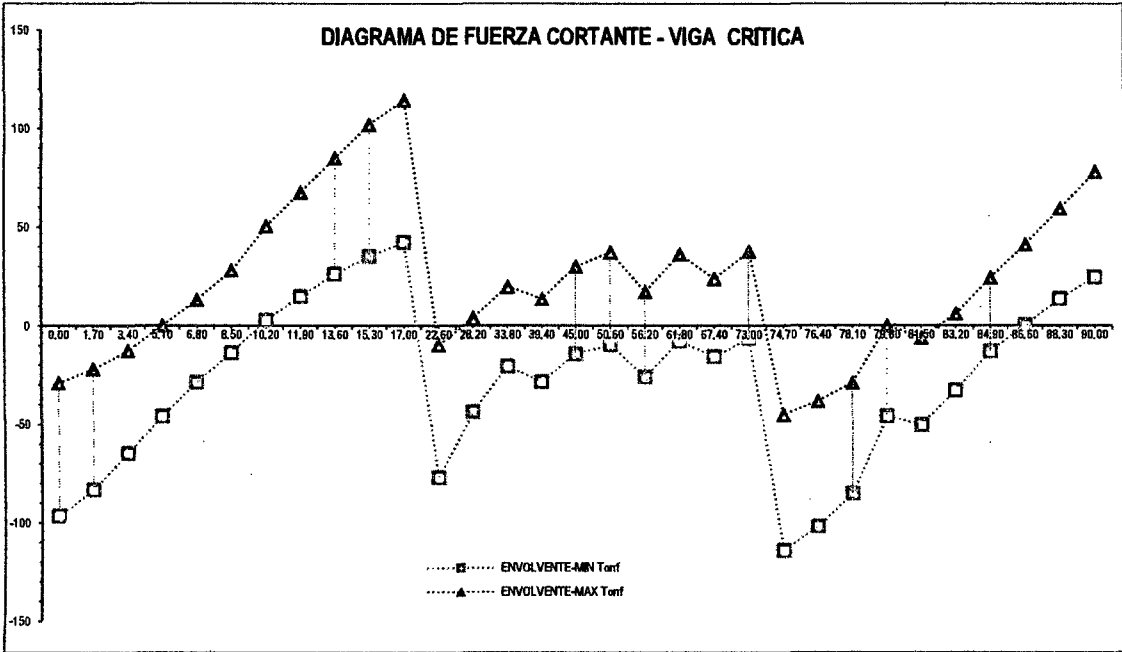


Fig. Nº 258: Envolvente de Fuerza Cortante

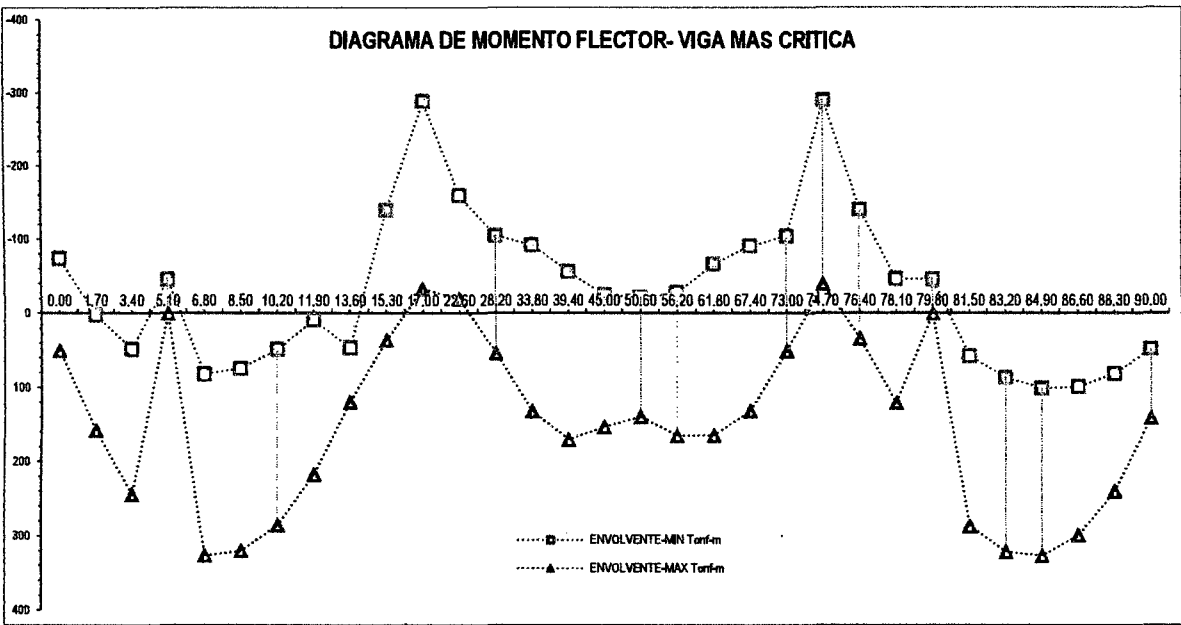


Fig. Nº 259: Envolvente de Momento Flector.

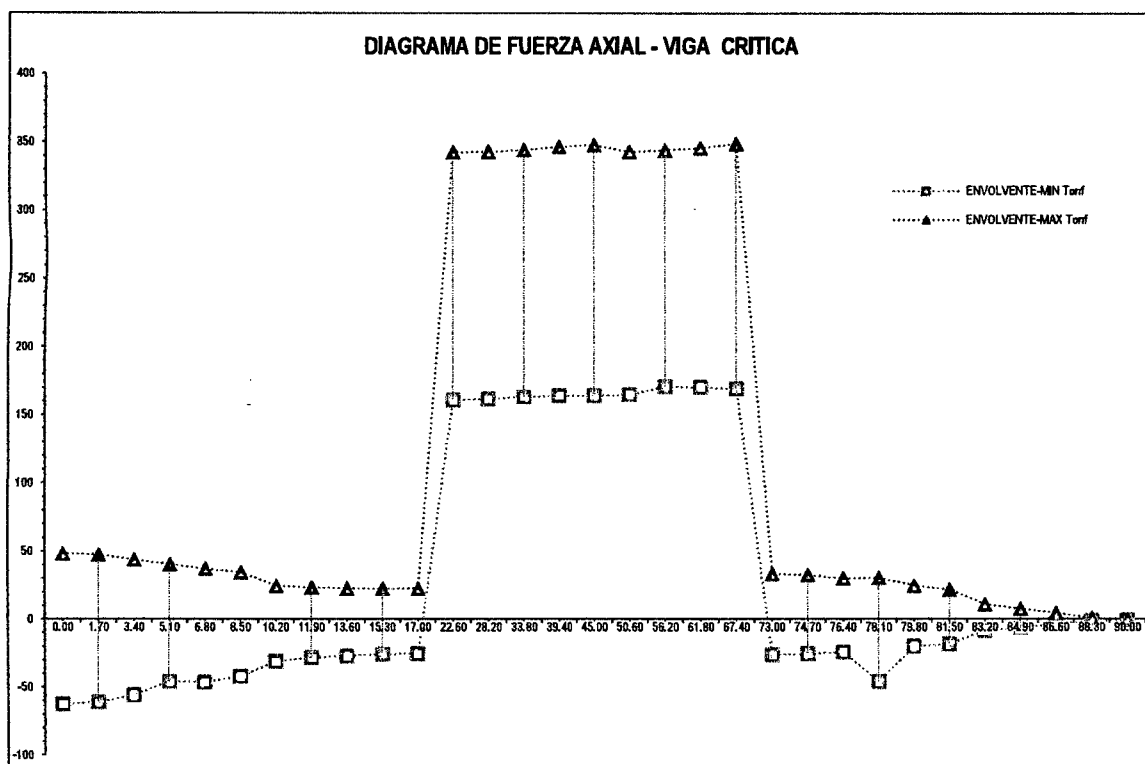


Fig. Nº 260: Envolverte de Fuerza Axial.

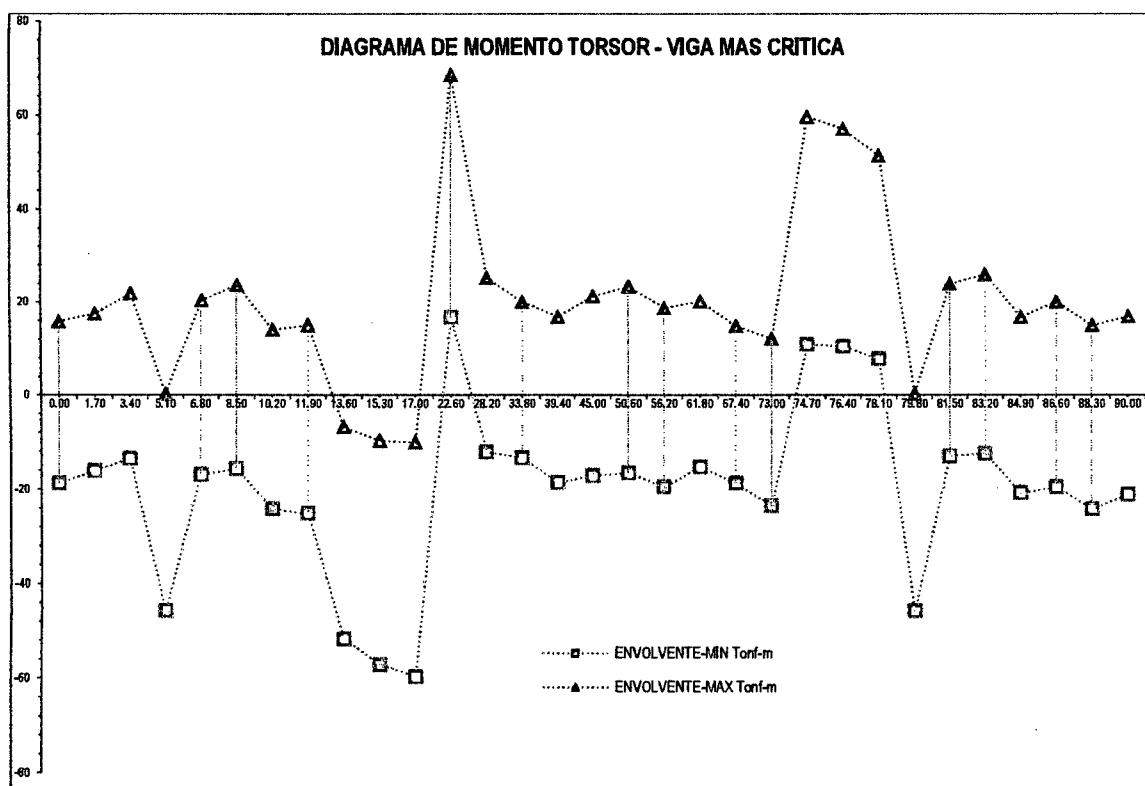


Fig. Nº 261: Envolverte de Momento Torsor.

Respuesta por Servicio I (Viga Crítica).

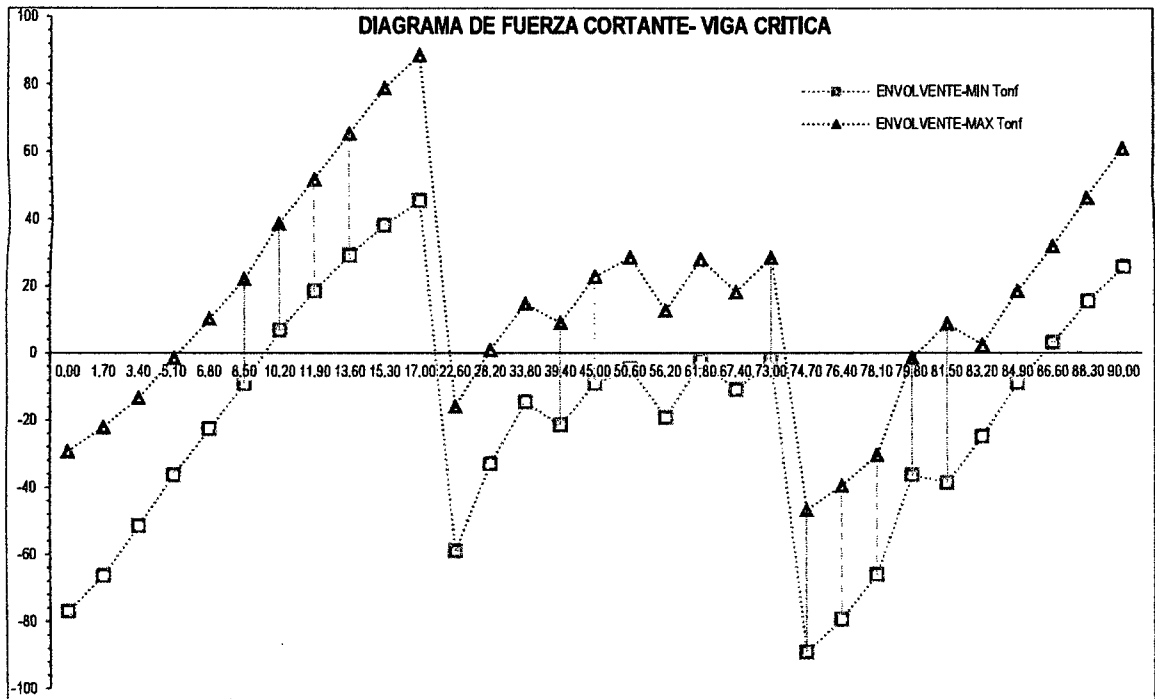


Fig. Nº 262: Envolvente de Fuerza Cortante.

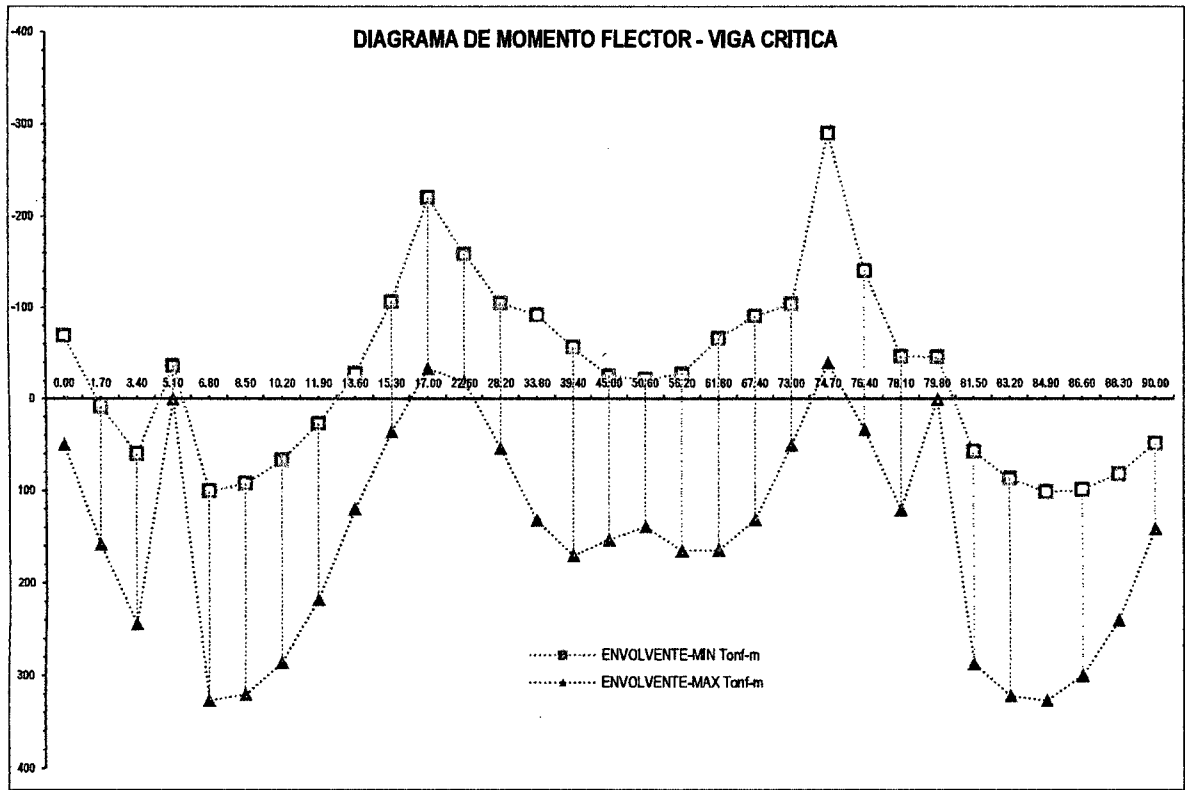


Fig. Nº 263: Envolvente de Momento Flector.

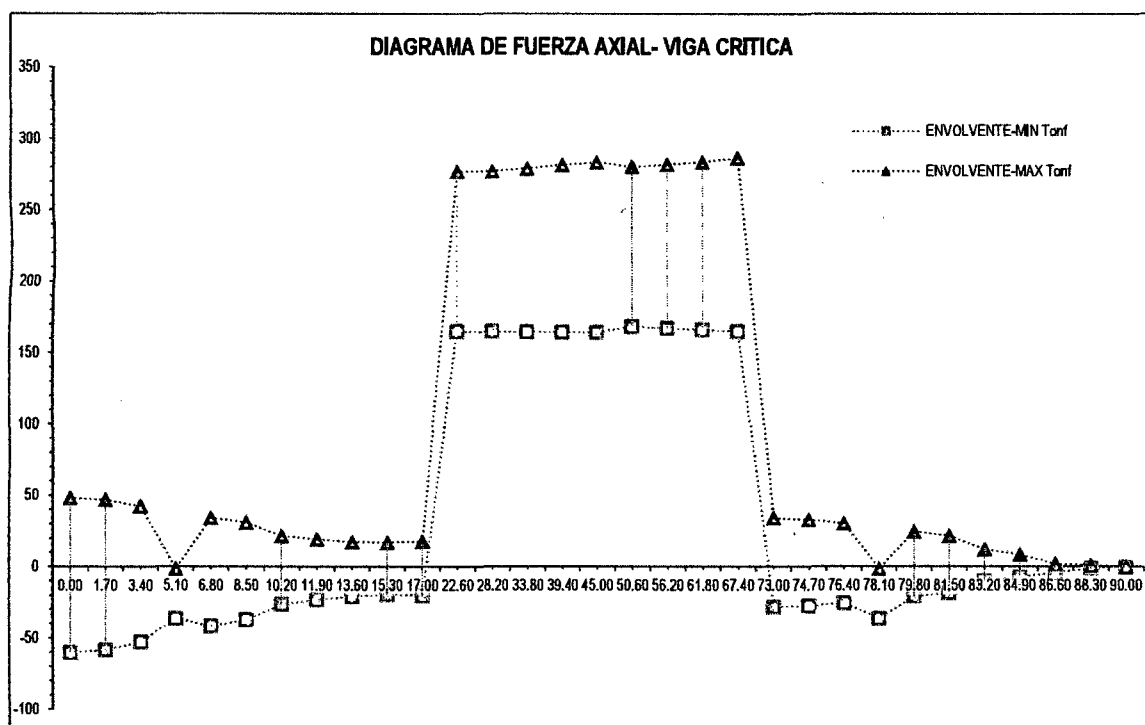


Fig. Nº 264: Envolvente de Fuerza Axial.

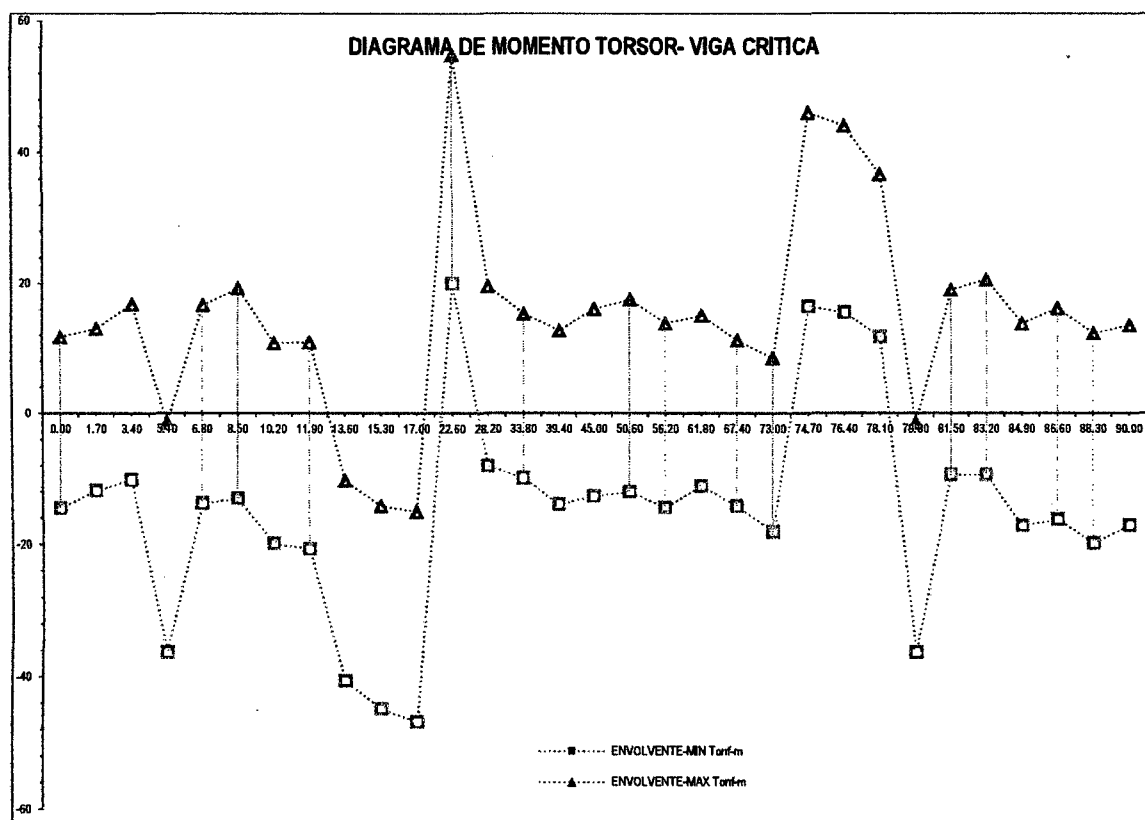


Fig. Nº 265: Envolvente de Momento Torsor.

Respuesta por Fatiga (Viga Crítica).

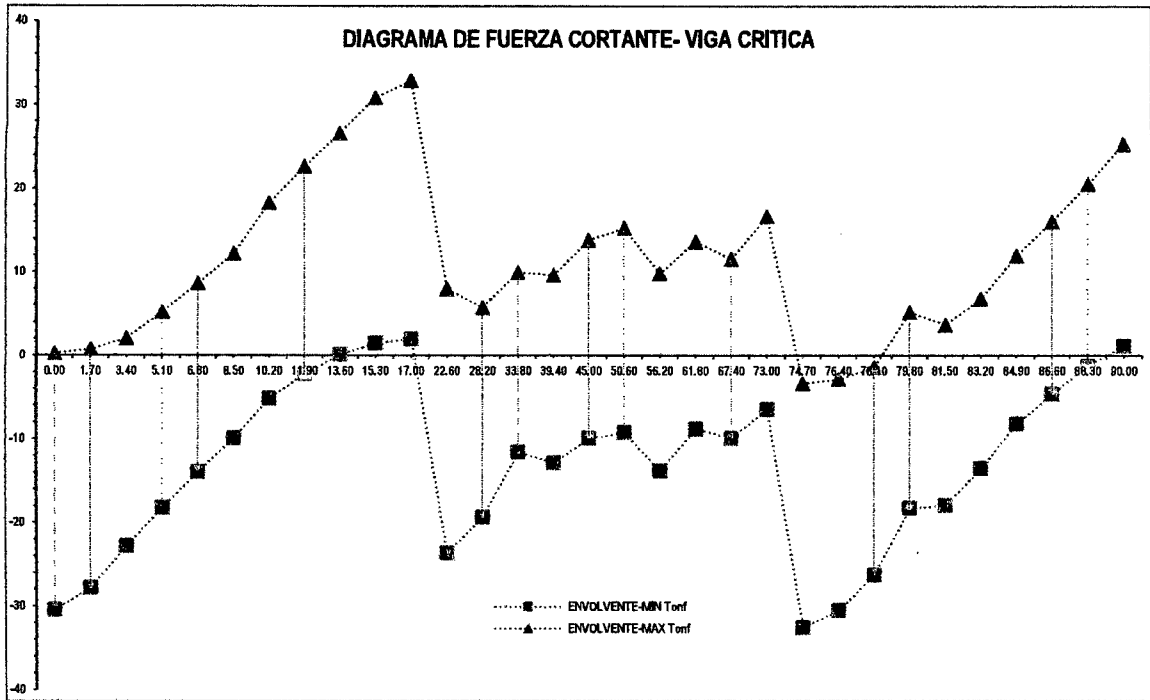


Fig. Nº 266: Envolvente de Fuerza Cortante.

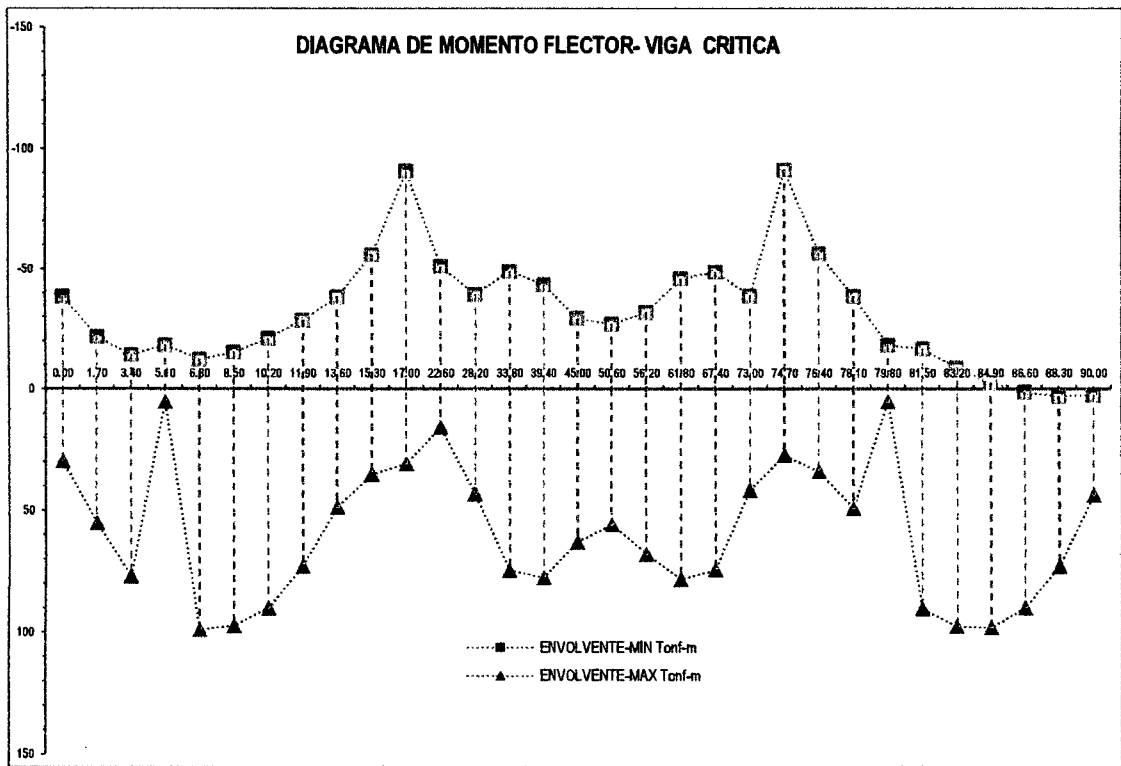


Fig. Nº 267: Envolvente de Momento Flector.

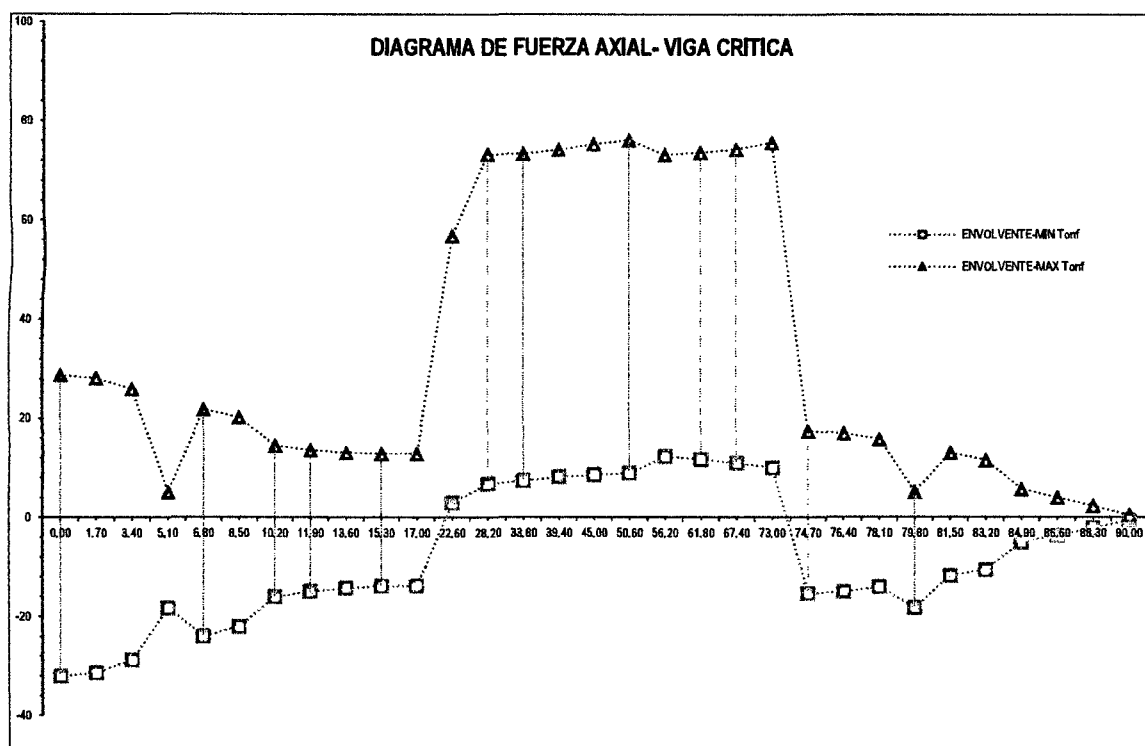


Fig. Nº 268: Envolvente de Fuerza Axial.

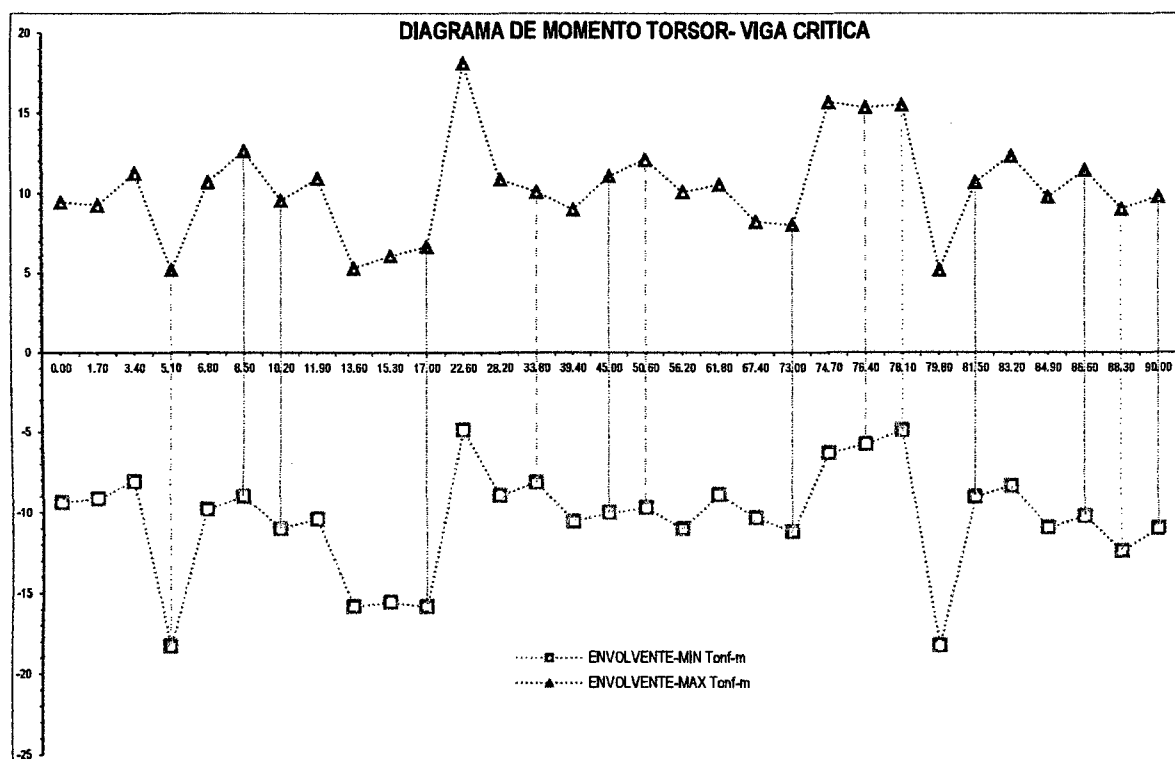


Fig. Nº 269: Envolvente de Momento Torsor.

Respuesta por Evento Extremo I (Viga Crítica).

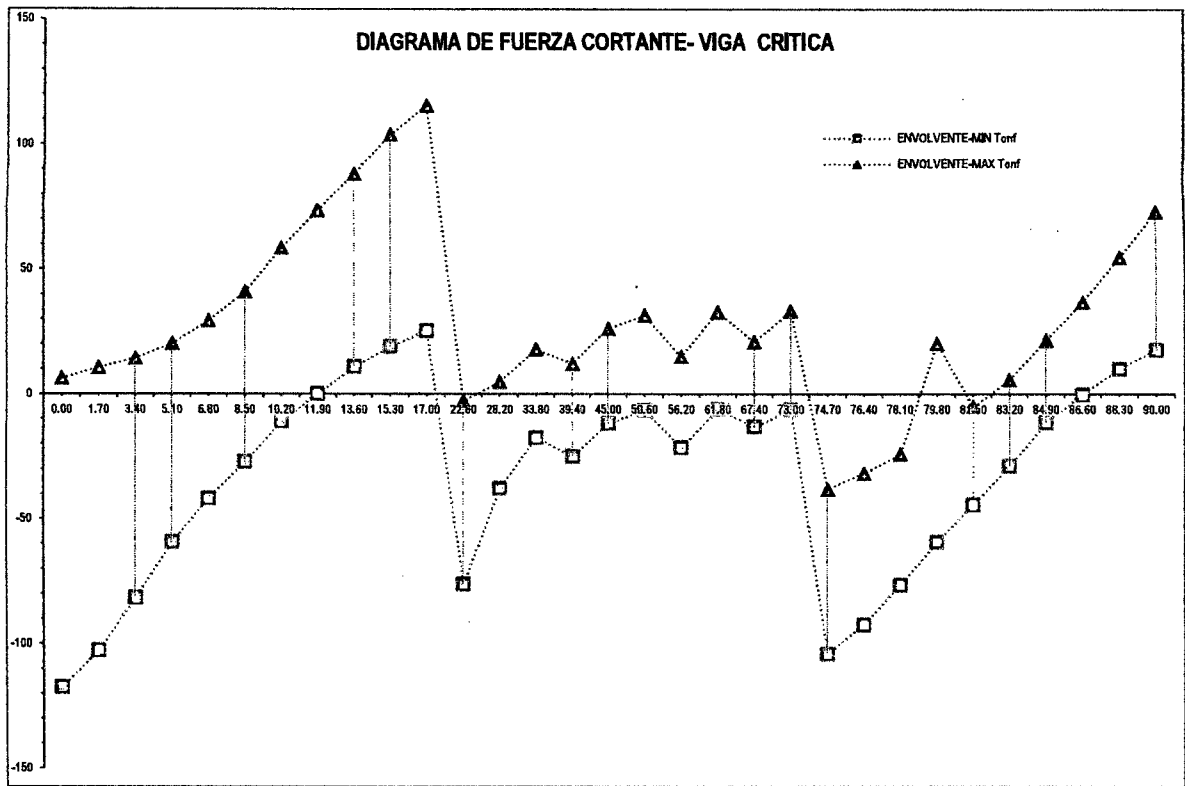


Fig. Nº 270: Envolvente de Fuerza Cortante.

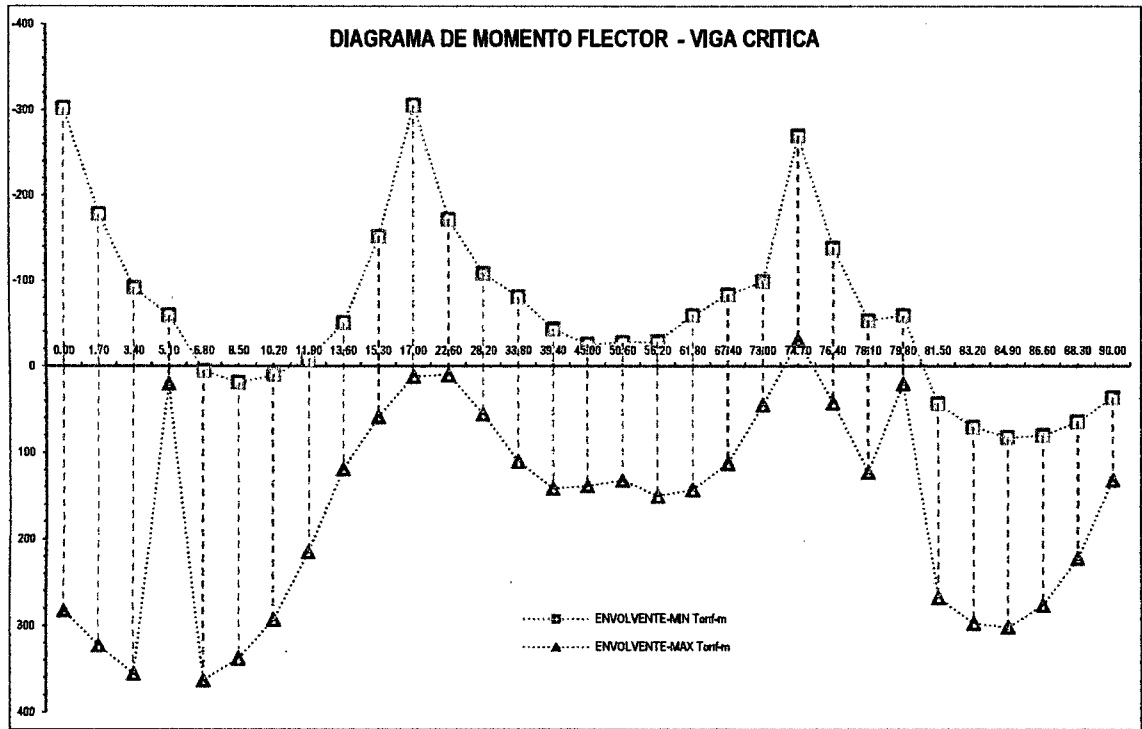


Fig. Nº 271: Envolvente de Momento Flector.

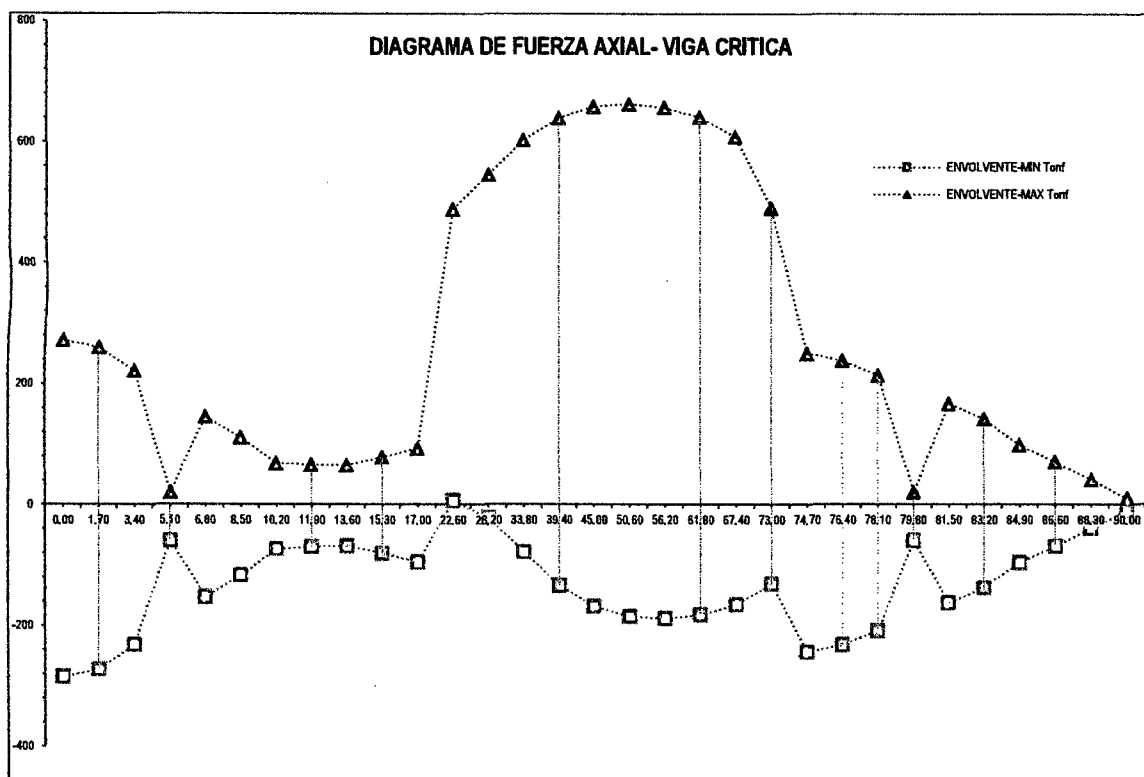


Fig. Nº 272: Envolvente de Fuerza Axial.

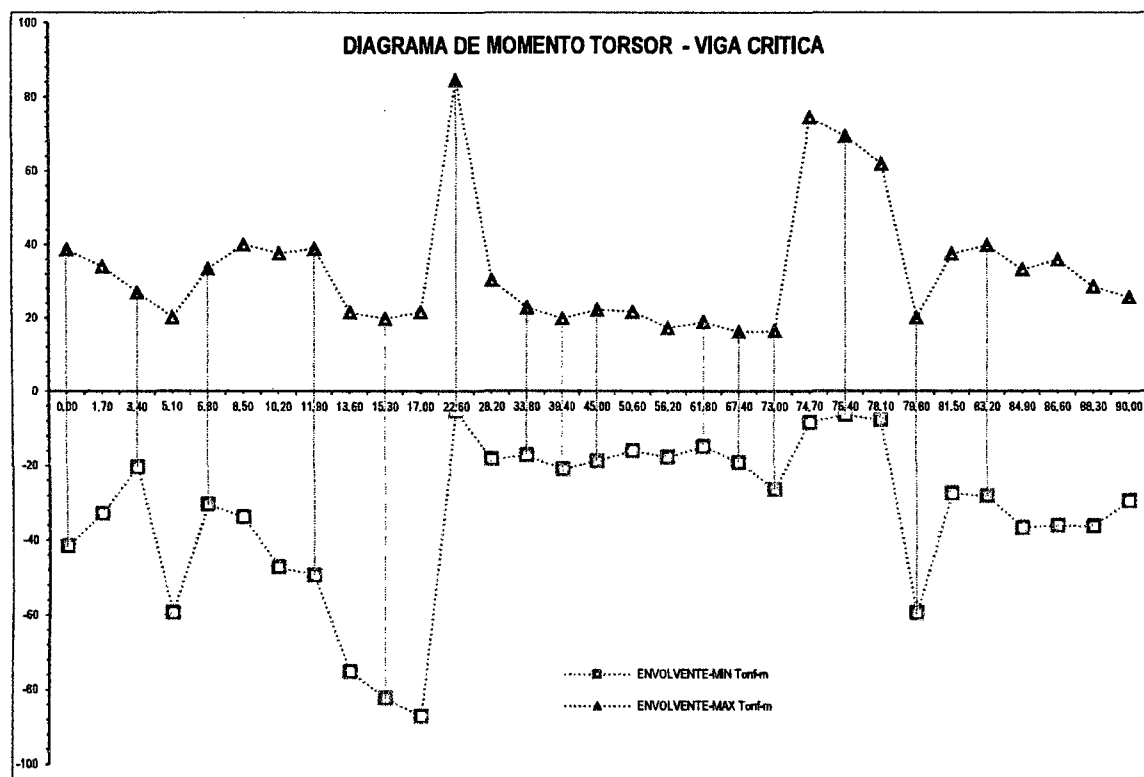


Fig. Nº 273: Envolvente de Momento Torsor.

Respuesta por Resistencia II (Losa).

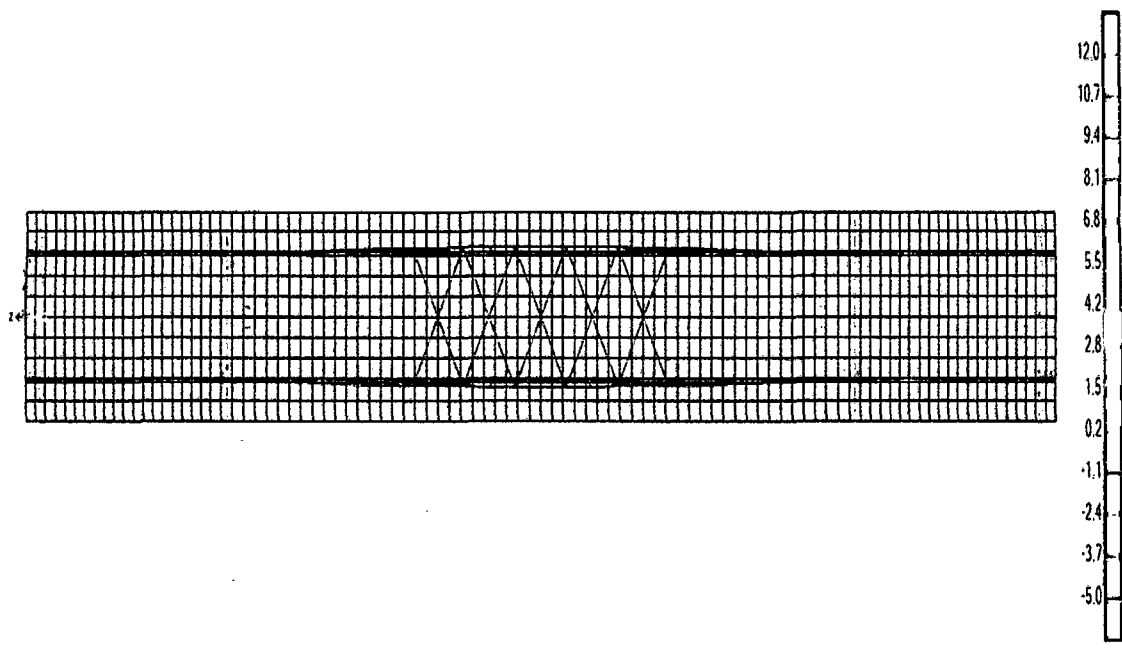


Fig. Nº 274: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Resistencia II en la Losa.

Respuesta por Servicio I (Losa).

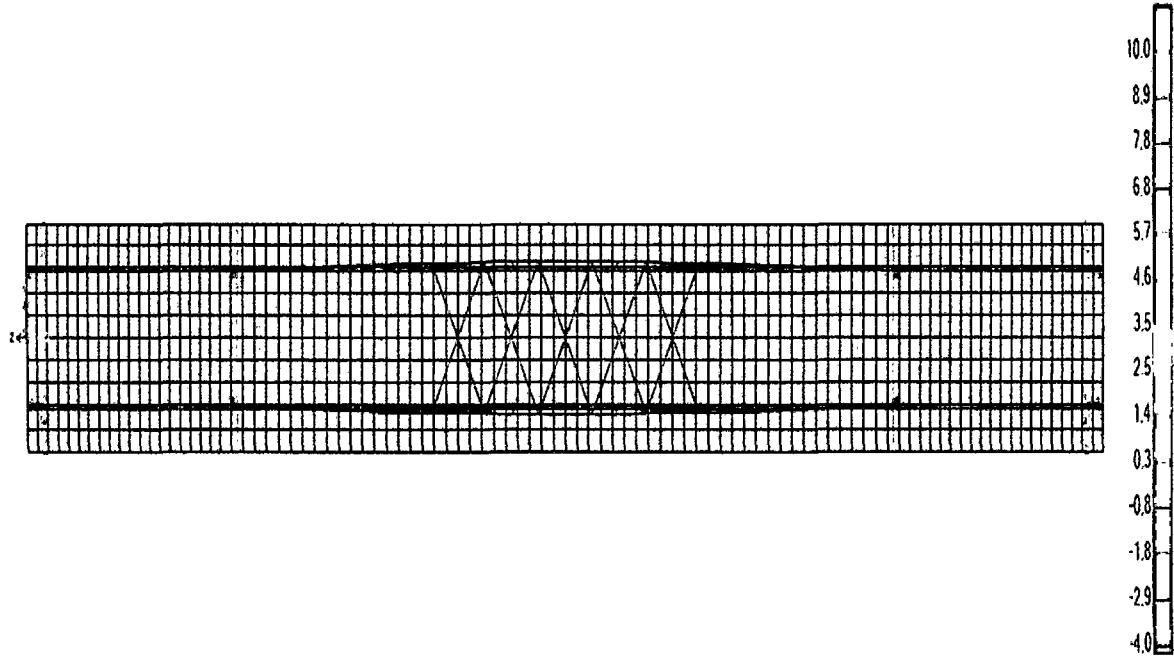


Fig. Nº 275: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Servicio I en la Losa.

Respuesta por Fatiga (Losa).

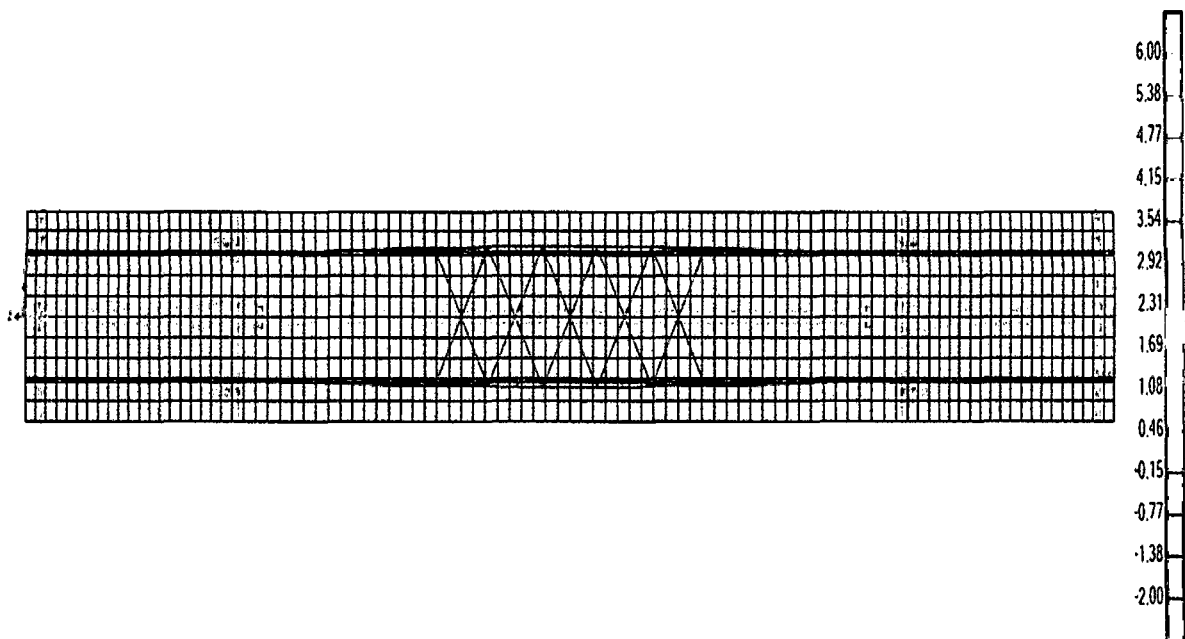


Fig. Nº 276: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Fatiga en la Losa.

Respuesta por Evento Extremo I (Losa).

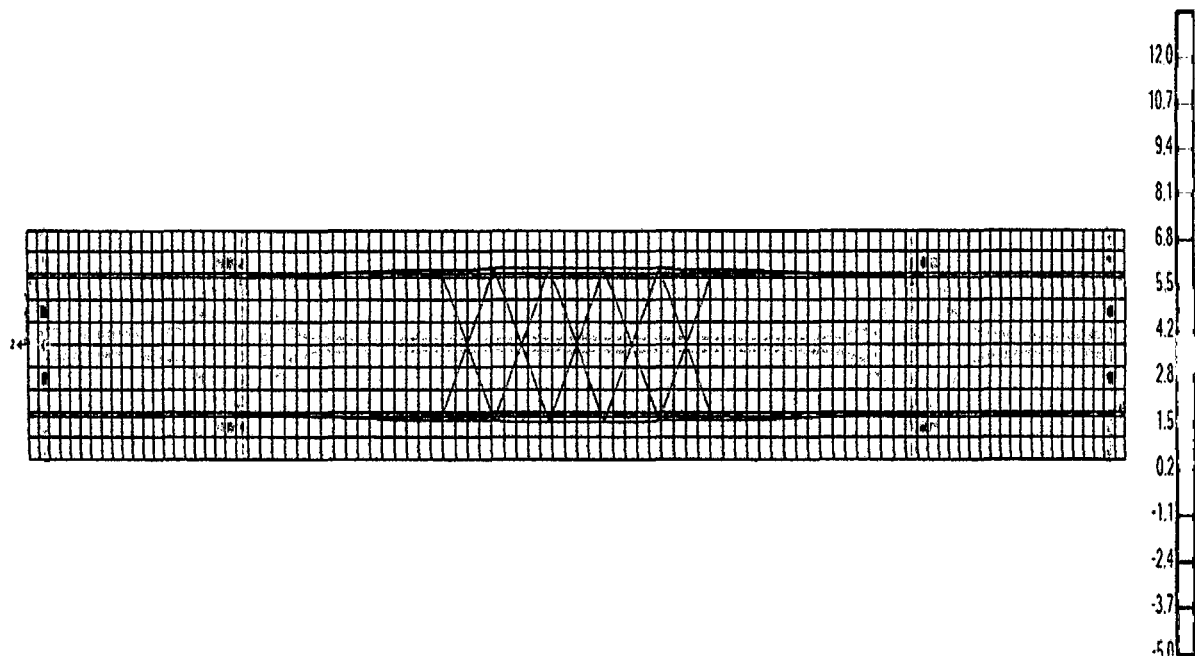


Fig. Nº 277: Diagrama de Esfuerzos de Momento por Evento Extremo I en la Losa.

Deflexión Tercera Propuesta

Usaremos para el primer y tercer tramo $d = \frac{17000}{800} = 21.25mm$; estamos dentro del permitido; de no cumplir podrá usar contra flecha en el proceso constructivo para absorber la deformación por el peso propio.

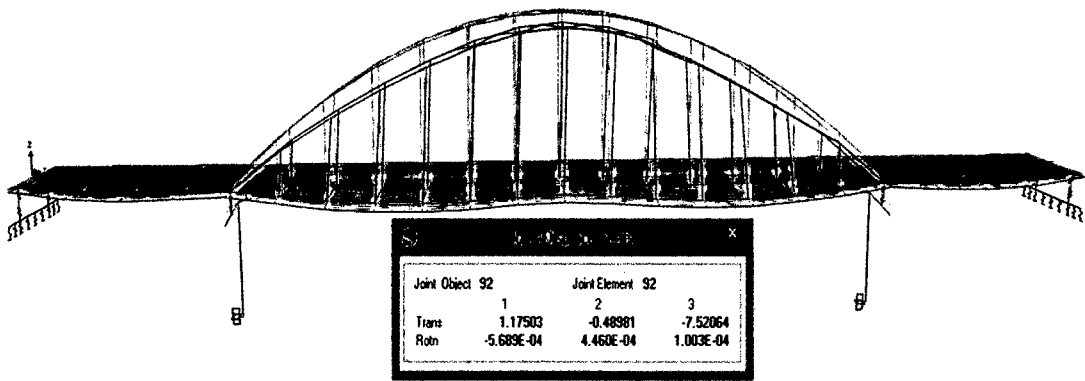


Fig. Nº 278: Deflexión por servicio = 7.52mm. - Primer y Tercer Tramo.

Usaremos para el segundo tramo $d = \frac{56000}{800} = 70.00mm$; estamos dentro del permitido; de no cumplir podrá usar contra flecha en el proceso constructivo para absorber la deformación por el peso propio.

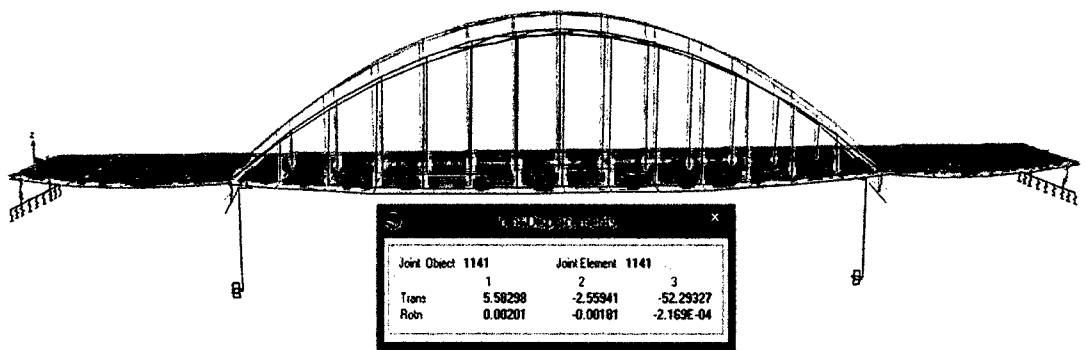


Fig. Nº 279: Deflexión por servicio = 52.29mm. - Segundo Tramo.

IV. RESULTADOS

4.1 Primera Propuesta

Cuadro N° 18: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Cortante (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=22.5	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "T"	Resistencia I	Min.	-132.14	-115.47	-93.30	-69.74	-49.66	-29.68	-14.25	0.96	15.42	30.41	43.19
		Max.	-42.74	-34.05	-22.20	-6.31	7.69	23.46	42.00	61.62	81.01	102.13	124.73
	Servicio I	Min.	-89.26	-77.27	-61.86	-45.61	-31.29	-17.22	-4.02	8.32	20.99	33.16	44.09
		Max.	-43.34	-34.80	-24.47	-11.19	0.44	13.09	26.49	40.33	54.21	68.94	84.52
	Fatiga	Min.	-33.68	-30.77	-25.68	-20.64	-16.44	-12.31	-9.37	-5.94	-3.28	0.07	2.45
		Max.	-2.26	-1.53	0.46	3.74	6.66	10.33	13.37	17.35	20.61	25.25	30.51
	Evento Extremo I	Min.	-106.00	-91.84	-73.72	-53.73	-36.60	-20.26	-7.35	4.96	16.32	26.59	36.02
		Max.	-32.94	-25.42	-16.57	-5.42	4.42	16.02	31.10	46.20	62.77	80.64	98.94

Primer y Tercer Tramo.

Cuadro N° 19: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Cortante (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-150.13	-124.58	-97.54	-71.10	-48.53	-26.97	-9.90	6.90	24.46	41.98	54.87
		Max.	-54.24	-43.44	-26.96	-7.80	9.45	26.47	48.28	70.08	92.77	117.67	143.68
	Servicio I	Min.	-118.40	-97.77	-76.14	-55.07	-37.19	-20.04	-4.04	11.60	27.62	43.60	55.75
		Max.	-54.16	-43.78	-28.90	-11.83	4.06	19.76	36.78	54.00	72.03	91.75	112.50
	Fatiga	Min.	-46.58	-39.48	-31.89	-24.80	-19.69	-15.08	-10.63	-6.39	-1.67	2.96	5.21
		Max.	-4.86	-3.77	0.29	5.77	10.25	14.54	19.31	23.99	29.25	35.61	43.00
	Evento Extremo I	Min.	-145.26	-117.61	-90.29	-64.99	-42.97	-21.96	-6.32	8.32	22.25	35.80	43.46
		Max.	-35.11	-30.22	-19.47	-5.03	8.30	21.72	40.64	60.44	82.11	105.84	132.58

Segundo Tramo.

Cuadro N° 20: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m)

Viga Crítica		Momento Flector (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=22.5	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "T"	Resistencia I	Min.	-66.41	79.90	154.97	207.05	238.28	250.10	237.83	208.45	131.71	88.67	-2.92
		Max.	59.05	248.40	425.81	554.76	631.94	655.75	636.18	561.40	366.57	250.05	2.83
	Servicio I	Min.	-40.60	86.91	160.62	171.52	243.43	255.27	243.00	212.92	134.36	90.44	-1.73
		Max.	36.51	167.13	290.33	379.29	432.44	449.36	435.09	383.52	249.29	169.72	1.80
	Fatiga	Min.	-28.51	1.59	7.90	11.58	14.35	15.28	14.14	12.41	7.84	5.27	-1.31
		Max.	25.23	59.74	98.77	127.71	145.27	149.56	147.06	130.55	87.56	60.33	1.13
	Evento Extremo I	Min.	-63.57	63.20	129.39	175.83	203.75	214.16	202.96	176.55	110.77	74.63	-3.19
		Max.	59.49	203.76	344.72	446.46	506.86	526.84	509.86	450.32	292.11	198.47	3.28

Primer y Tercer Tramo.

Cuadro N° 21: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m)

Viga Crítica		Momento Flector (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-121.23	2119.91	399.98	529.02	606.82	631.96	606.02	530.30	403.36	225.64	-0.39
		Max.	95.07	548.19	964.32	1261.80	1442.71	1502.73	1451.37	1278.92	989.05	569.40	0.28
	Servicio I	Min.	-99.29	231.26	411.93	541.98	620.32	645.82	618.91	541.11	411.13	229.62	-0.31
		Max.	79.91	423.89	751.76	985.39	1127.44	1174.70	1134.68	999.94	773.31	445.29	0.23
	Fatiga	Min.	-67.35	19.68	39.81	54.38	63.32	65.74	62.88	55.04	41.60	22.81	-0.22
		Max.	52.82	154.99	269.71	351.68	402.17	418.70	406.99	361.11	283.31	166.77	0.16
	Evento Extremo I	Min.	-172.40	173.91	358.72	473.98	539.59	559.10	533.44	465.45	352.57	194.60	-1.47
		Max.	153.02	516.46	863.30	1127.34	1292.70	1349.51	1304.69	1149.57	888.23	511.98	1.39

Segundo Tramo.

Cuadro N° 22: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Axial (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=22.5	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "T"	Resistencia I	Min.	-60.48	-53.48	-41.36	-30.66	-22.15	-17.03	-11.10	-9.89	-8.56	-5.54	-1.83
		Max.	53.55	47.42	36.93	37.64	20.20	15.46	9.75	9.58	9.01	5.92	1.61
	Servicio I	Min.	-37.03	-32.72	-25.26	-18.69	-13.43	-10.18	-6.60	-5.74	-4.95	-3.19	-1.12
		Max.	33.07	29.26	22.73	16.95	11.89	9.28	5.82	5.57	5.20	3.42	1.00
	Fatiga	Min.	-25.92	-22.91	-17.72	-13.14	-9.49	-7.30	-4.76	-4.24	-3.67	-2.37	-0.78
		Max.	22.95	20.33	15.83	11.85	8.65	6.63	4.18	4.11	3.86	2.54	0.69
	Evento Extremo I	Min.	-57.55	-51.45	-47.80	-49.53	-51.11	-51.79	-47.65	-42.42	-33.18	-20.05	-4.09
		Max.	53.59	47.98	45.27	47.80	49.99	50.89	46.88	42.24	33.44	20.27	3.97

Primer y Tercer Tramo.

Cuadro N° 23: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Axial (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-87.01	-69.88	-52.46	-35.92	-28.68	-21.81	-16.82	-14.32	-11.89	-8.21	-0.63
		Max.	78.06	62.77	47.29	32.69	26.11	19.46	14.81	12.84	13.42	9.36	0.71
	Servicio I	Min.	-72.17	-57.34	-42.40	-28.41	-22.02	-16.16	-12.99	-11.45	-9.73	-6.72	-0.51
		Max.	65.53	52.07	38.57	26.01	20.11	14.42	11.50	10.36	10.86	7.57	0.57
	Fatiga	Min.	-48.34	-38.82	-29.14	-19.96	-15.94	-12.11	-9.35	-7.95	-6.61	-4.56	-0.35
		Max.	43.37	34.87	26.28	18.16	14.51	10.81	8.23	7.13	7.46	5.20	0.40
	Evento Extremo I	Min.	-129.77	-90.31	-76.51	-89.48	-101.01	-104.09	-98.76	-85.77	-64.40	-34.86	-2.90
		Max.	123.14	85.05	72.68	87.09	100.66	102.35	97.27	84.88	65.53	35.71	2.96

Segundo Tramo.

Cuadro N° 24: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m).

Viga Crítica		Momento Torsor (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=22.5	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "T"	Resistencia I	Min.	-16.10	-18.59	-21.59	-15.72	-14.72	-16.23	-8.31	-13.50	-11.53	-16.23	-22.65
		Max.	19.63	16.37	12.16	20.40	14.42	10.58	13.20	11.05	20.82	21.59	18.46
	Servicio I	Min.	-9.98	-11.82	-13.84	-9.67	-9.11	-10.07	-4.26	-7.71	-5.38	-8.61	-13.55
		Max.	11.71	8.95	5.85	11.96	8.12	5.33	7.91	6.67	13.36	9.65	11.45
	Fatiga	Min.	-6.68	-6.83	-7.43	-6.45	-5.73	-5.90	-4.05	-5.97	-6.26	-7.95	-9.84
		Max.	8.54	7.80	6.50	8.92	6.59	5.29	5.06	4.47	7.07	7.83	7.69
	Evento Extremo I	Min.	-15.66	-18.22	-20.88	-15.81	-14.21	-13.90	-5.50	-10.48	-11.84	-16.13	-21.36
		Max.	17.33	15.03	12.39	18.03	13.05	8.87	9.31	9.52	20.33	21.60	19.32

Primer y Tercer Tramo.

Cuadro N° 25: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m)

Viga Crítica		Momento Torsor (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-9.51	-21.48	-17.71	-19.84	-12.41	-6.80	-11.86	-10.72	-20.23	-15.90	-21.36
		Max.	17.58	13.15	21.30	12.67	14.15	17.82	9.51	17.09	16.56	23.77	13.04
	Servicio I	Min.	-7.57	-17.36	-14.58	-15.95	-9.90	-4.58	-8.98	-7.94	-15.92	-12.12	-17.23
		Max.	13.95	9.87	16.93	9.66	11.09	13.55	7.32	13.59	13.51	19.25	10.67
	Fatiga	Min.	-5.74	-9.67	-9.27	-9.36	-6.70	-4.77	-6.68	-7.09	-11.59	-7.00	-11.15
		Max.	9.05	8.86	12.19	8.21	7.98	8.52	5.13	7.89	8.64	10.94	7.70
	Evento Extremo I	Min.	-13.83	-26.30	-24.88	-25.27	-16.03	-7.33	-11.10	-14.18	-24.99	-22.92	-25.75
		Max.	20.35	18.35	27.11	18.63	17.18	16.60	9.47	20.18	22.70	30.54	19.04

Segundo Tramo.

Cuadro N° 26: Resumen de Solicitaciones para la Losa – Momento Flector (Tonf-m)

Losa		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=6.60m	
		Voladizo	0.5L
Losa	Resistencia I	-4.80	5.80
	Servicio I	-2.93	3.37
	Fatiga	-1.70	2.37
	Evento Extremo I	-3.49	3.48

Primer y Tercer Tramo.

Cuadro N° 27: Resumen de Solicitaciones para la Losa – Momento Flector (Tonf-m)

Losa		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=6.60m	
		Voladizo	0.5L
Losa	Resistencia II	-8.57	5.11
	Servicio I	-6.19	3.80
	Fatiga	-3.83	2.68
	Evento Extremo I	-6.83	3.87

Segundo Tramo.

Cuadro N° 28: Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma – Momento Flector (Tonf-m)

Viga Diafragma		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=2.60m	
		0.0L	0.5L
Viga Diafragma	Resistencia I	0.44	1.30
	Servicio I	0.34	0.75
	Fatiga	0.20	0.60
	Evento Extremo I	0.45	0.82

Primer y Tercer Tramo.

Cuadro Nº 29: Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma – Momento Flector (Tonf-m)

Viga Diafragma		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=2.60m	
		0.0L	0.5L
Viga Diafragma	Resistencia II	0.00	0.03
	Servicio I	0.00	0.02
	Fatiga	0.00	0.00
	Evento Extremo I	0.00	0.028

Segundo Tramo.

Cuadro Nº 30: Deflexiones por servicio.

Deflexión (mm)			
Elemento Resistente	Estado Limite	Distancia (m)-L=22.5m	
		Calculado	Permitido
Viga "T"	Servicio I	27.70	28.13

Primer y Tercer Tramo.

Cuadro Nº 31: Deflexiones por servicio

Deflexión (mm)			
Elemento Resistente	Estado Limite	Distancia (m)-L=22.5m	
		Calculado	Permitido
Viga "I" o "W"	Servicio I	54.73	56.25

Segundo Tramo.

4.2 Segunda Propuesta

Cuadro N° 32: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Cortante (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-150.13	-124.58	-97.54	-71.10	-48.53	-26.97	-9.90	6.90	24.46	41.98	54.87
		Max.	-54.24	-43.44	-26.96	-7.80	9.45	26.47	48.28	70.08	92.77	117.67	143.68
	Servicio I	Min.	-118.40	-97.77	-76.14	-55.07	-37.19	-20.04	-4.04	11.60	27.62	43.60	55.75
		Max.	-54.16	-43.78	-28.90	-11.83	4.06	19.76	36.78	54.00	72.03	91.75	112.50
	Fatiga	Min.	-46.58	-39.48	-31.89	-24.80	-19.69	-15.08	-10.63	-6.39	-1.67	2.96	5.21
		Max.	-4.86	-3.77	0.29	5.77	10.25	14.54	19.31	23.99	29.25	35.61	43.00
	Evento Extremo I	Min.	-145.26	-117.61	-90.29	64.99	-42.97	-21.96	-6.32	8.32	22.25	35.80	43.46
		Max.	-35.11	-30.22	-19.47	-5.03	8.30	21.72	40.64	60.44	82.11	105.84	132.58

Primer y Segundo Tramo.

Cuadro N° 33: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m)

Viga Crítica		Momento Flector (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-121.23	2119.91	399.98	529.02	606.82	631.96	606.02	530.30	403.36	225.64	-0.39
		Max.	95.07	548.19	964.32	1261.80	1442.71	1502.73	1451.37	1278.92	989.05	569.40	0.28
	Servicio I	Min.	-99.29	231.26	411.93	541.98	620.32	645.82	618.91	541.11	411.13	229.62	-0.31
		Max.	79.91	423.89	751.76	985.39	1127.44	1174.70	1134.68	999.94	773.31	445.29	0.23
	Fatiga	Min.	-67.35	19.68	39.81	54.38	63.32	65.74	62.88	55.04	41.60	22.81	-0.22
		Max.	52.82	154.99	269.71	351.68	402.17	418.70	406.99	361.11	283.31	166.77	0.16
	Evento Extremo I	Min.	-172.40	173.91	358.72	473.98	539.59	559.10	533.44	465.45	352.57	194.60	-1.47
		Max.	153.02	516.46	863.30	1127.34	1292.70	1349.51	1304.69	1149.57	888.23	511.98	1.39

Primer y Segundo Tramo.

Cuadro N° 34: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Axial (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-87.01	-69.88	-52.46	-35.92	-28.68	-21.81	-16.82	-14.32	-11.89	-8.21	-0.63
		Max.	78.06	62.77	47.29	32.69	26.11	19.46	14.81	12.84	13.42	9.36	0.71
	Servicio I	Min.	-72.17	-57.34	-42.40	-28.41	-22.02	-16.16	-12.99	-11.45	-9.73	-6.72	-0.51
		Max.	65.53	52.07	38.57	26.01	20.11	14.42	11.50	10.36	10.86	7.57	0.57
	Fatiga	Min.	-48.34	-38.82	-29.14	-19.96	-15.94	-12.11	-9.35	-7.95	-6.61	-4.56	-0.35
		Max.	43.37	34.87	26.28	18.16	14.51	10.81	8.23	7.13	7.46	5.20	0.40
	Evento Extremo I	Min.	-129.77	-90.31	-76.51	-89.48	-101.01	-104.09	-98.76	-85.77	-64.40	-34.86	-2.90
		Max.	123.14	85.05	72.68	87.09	100.66	102.35	97.27	84.88	65.53	35.71	2.96

Primer y Segundo Tramo.

Cuadro N° 35: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m).

Viga Crítica		Momento Torsor (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=45	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-9.51	-21.48	-17.71	-19.84	-12.41	-6.80	-11.86	-10.72	-20.23	-15.90	-21.36
		Max.	17.58	13.15	21.30	12.67	14.15	17.82	9.51	17.09	16.56	23.77	13.04
	Servicio I	Min.	-7.57	-17.36	-14.58	-15.95	-9.90	-4.58	-8.98	-7.94	-15.92	-12.12	-17.23
		Max.	13.95	9.87	16.93	9.66	11.09	13.55	7.32	13.59	13.51	19.25	10.67
	Fatiga	Min.	-5.74	-9.67	-9.27	-9.36	-6.70	-4.77	-6.68	-7.09	-11.59	-7.00	-11.15
		Max.	9.05	8.86	12.19	8.21	7.98	8.52	5.13	7.89	8.64	10.94	7.70
	Evento Extremo I	Min.	-13.83	-26.30	-24.88	-25.27	-16.03	-7.33	-11.10	-14.18	-24.99	-22.92	-25.75
		Max.	20.35	18.35	27.11	18.63	17.18	16.60	9.47	20.18	22.70	30.54	19.04

Primer y Segundo Tramo.

Cuadro N° 36: Resumen de Solicitaciones para la Losa – Momento Flector (Tonf-m)

Losa		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=6.60m	
		Voladizo	0.5L
Losa	Resistencia II	8.57	5.11
	Servicio I	6.19	3.80
	Fatiga	3.83	2.68
	Evento Extremo I	6.83	3.87

Primer y Segundo Tramo.

Cuadro N° 37: Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma – Momento Flector (Tonf-m)

Viga Diafragma		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=2.60m	
		0.0L	0.5L
Viga Diafragma	Resistencia II	0.00	0.03
	Servicio I	0.00	0.02
	Fatiga	0.00	0.00
	Evento Extremo I	0.00	0.028

Primer y Segundo Tramo.

Cuadro N° 38: Deflexiones por servicio

Deflexión (mm)			
Elemento Resistente	Estado Limite	Distancia (m)-L=22.5m	
		Calculado	Permitido
Viga "I" o "W"	Servicio I	54.73	56.25

Primer y Segundo Tramo.

4.3 Tercera Propuesta

Cuadro N° 39: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf).

Viga Critica		Fuerza Cortante (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-96.39	-83.05	-64.41	-45.75	-28.38	-13.47	3.09	15.06	26.32	35.42	42.39
		Max.	-28.84	-21.81	-12.65	0.32	13.30	28.19	50.55	67.93	85.18	102.26	114.53
	Servicio I	Min.	-76.99	-66.30	-51.34	-36.31	-22.48	-9.14	6.84	18.42	29.17	38.12	45.40
		Max.	-29.21	-22.02	-13.28	-1.48	10.24	22.07	38.59	51.81	65.44	78.94	88.68
	Fatiga	Min.	-30.41	-27.81	-22.80	-18.26	-13.93	-9.94	-5.16	-2.23	0.09	1.46	1.96
		Max.	0.25	0.74	2.07	5.18	8.66	12.19	18.27	22.64	26.62	30.85	32.91
	Evento Extremo I	Min.	-117.46	-102.85	-81.71	-59.46	-41.86	-27.24	-10.92	0.00	10.92	18.87	25.27
		Max.	6.32	10.61	14.33	20.14	29.24	40.91	58.44	73.47	88.11	103.73	115.37

Primer Tramo.

Cuadro N° 40: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf).

Viga Critica		Fuerza Cortante (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=56	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-76.64	-43.59	-20.46	-28.30	-14.10	-9.61	-25.92	-7.49	-15.62	-6.17	14.29
		Max.	-9.60	4.22	20.00	13.72	30.15	37.42	17.42	36.45	24.02	37.70	81.24
	Servicio I	Min.	-58.95	-32.95	-14.60	-21.50	-9.12	-4.71	-19.18	-2.66	-10.94	-2.59	20.16
		Max.	-15.92	0.96	14.72	9.04	22.71	28.52	12.63	27.95	18.18	28.45	63.11
	Fatiga	Min.	-23.65	-19.34	-11.57	-12.86	-9.91	-9.24	-13.83	-8.82	-9.89	-6.46	-7.22
		Max.	7.97	5.75	9.97	9.61	13.82	15.26	9.81	13.64	11.56	16.65	23.62
	Evento Extremo I	Min.	-76.19	-37.84	-17.47	-25.14	-11.94	-6.44	-21.51	-6.09	-13.20	-6.38	14.73
		Max.	-2.74	4.81	17.75	12.08	26.16	31.44	14.88	32.79	20.81	33.16	73.15

Segundo Tramo.

Cuadro N° 41: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Cortante (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Cortante (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-114.08	-101.84	-84.80	-45.75	-50.21	-32.76	-12.68	0.44	13.86	24.79	31.91
		Max.	-45.02	-38.06	-28.88	0.32	-5.93	6.31	24.45	41.43	59.54	78.02	91.44
	Servicio I	Min.	-89.05	-79.33	-65.86	-36.31	-38.60	-24.86	-8.86	3.10	15.45	25.66	32.98
		Max.	-46.71	-39.44	-30.43	-1.48	-8.75	2.56	18.53	31.94	46.30	60.97	71.66
	Fatiga	Min.	-32.54	-30.50	-26.29	-18.26	-17.94	-13.54	-8.19	-4.61	-1.22	1.11	1.67
		Max.	-3.33	-2.84	-1.43	5.18	3.68	6.77	11.93	16.07	20.35	25.30	27.96
	Evento Extremo I	Min.	-104.24	-92.57	-76.62	-58.46	-44.39	-28.96	-11.46	-0.19	9.96	17.70	22.99
		Max.	-38.11	-31.78	-24.12	20.14	-5.09	5.67	21.47	36.72	54.51	72.78	86.54

Tercer Tramo.

Cuadro N° 42: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m).

Viga Crítica		Momento Flector (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-73.99	2.23	48.65	-45.75	82.10	74.34	48.73	8.04	-46.41	-139.27	-288.54
		Max.	50.13	157.94	244.28	0.32	326.60	320.27	285.67	217.47	119.68	36.09	-32.94
	Servicio I	Min.	-69.11	9.05	60.36	-36.31	100.29	92.21	66.86	27.22	-28.03	-106.49	-220.47
		Max.	49.95	128.57	190.76	-1.48	250.35	246.90	220.79	168.43	92.69	17.64	-58.06
	Fatiga	Min.	-38.54	-21.70	-14.25	-18.26	-12.33	-15.32	-21.22	-28.67	-38.34	-56.01	-90.74
		Max.	29.66	55.08	76.94	5.18	98.95	97.31	89.92	72.81	48.58	35.10	30.60
	Evento Extremo I	Min.	-301.96	-177.91	-91.36	-59.46	5.39	18.92	9.96	-8.37	-50.32	-151.71	-304.97
		Max.	282.25	322.51	355.04	20.14	362.89	337.43	292.39	214.28	118.81	58.28	11.57

Primer Tramo.

Cuadro Nº 43: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m).

Viga Crítica		Momento Flector (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=56	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-159.17	-104.80	-91.96	-56.31	-24.99	-21.42	-27.33	-66.29	-90.84	-104.00	-238.24
		Max.	-18.85	53.73	132.17	170.46	153.10	139.02	164.87	164.42	131.54	50.75	-35.99
	Servicio I	Min.	-121.38	-79.71	-68.71	-34.47	-9.16	-6.82	-10.36	-43.87	-67.96	-78.90	-183.83
		Max.	-32.20	30.95	97.47	128.98	116.90	106.44	126.06	124.16	97.10	28.48	-52.91
	Fatiga	Min.	-51.03	-39.38	-49.00	-43.33	-29.41	-27.04	-31.91	-46.02	-48.71	-38.84	-74.50
		Max.	15.80	43.07	74.66	77.56	62.96	55.70	67.79	78.27	74.30	41.48	20.67
	Evento Extremo I	Min.	-171.31	-108.25	-81.42	-43.16	-25.59	-27.63	-28.81	-59.39	-83.54	-98.95	-219.80
		Max.	9.74	55.45	109.81	141.32	138.05	131.86	149.61	142.47	112.30	44.47	-29.32

Segundo Tramo.

Cuadro Nº 44: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Flector (Tonf-m).

Viga Crítica		Momento Flector (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-290.34	-140.46	-46.51	-45.75	57.53	86.84	100.96	99.05	81.60	48.27	-0.25
		Max.	-39.49	33.77	120.59	0.32	287.17	321.76	326.72	299.59	239.83	140.85	0.02
	Servicio I	Min.	-223.86	-106.49	-28.29	-36.31	71.06	98.08	109.45	105.17	85.39	49.96	-0.22
		Max.	-61.07	14.95	93.58	-1.48	224.48	251.77	255.80	234.59	187.77	110.28	0.03
	Fatiga	Min.	-91.38	-56.51	-38.42	-18.26	-16.66	-8.82	-2.52	1.23	2.92	2.44	-0.10
		Max.	27.21	33.92	49.05	5.18	90.30	97.50	98.07	89.84	72.85	43.54	0.04
	Evento Extremo I	Min.	-269.52	-138.24	-53.19	-59.46	43.16	70.52	82.08	80.18	64.35	36.21	-0.74
		Max.	-30.37	42.10	122.31	20.14	267.18	296.70	301.01	275.96	221.72	131.45	0.54

Tercer Tramo.

Cuadro N° 45: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Axial (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-62.43	-60.97	-55.64	-45.75	-46.21	-42.21	-30.86	-28.31	-27.02	-25.85	-25.53
		Max.	48.37	47.41	43.85	0.32	37.02	34.52	24.65	23.44	22.59	22.55	22.69
	Servicio I	Min.	-60.08	-58.45	-52.61	-36.31	-41.98	-37.35	-26.64	-23.25	-20.95	-19.68	-20.14
		Max.	48.13	46.94	42.60	-1.48	34.17	30.83	21.39	19.17	17.23	16.95	17.81
	Fatiga	Min.	-32.06	-31.34	-28.71	-18.26	-23.95	-22.03	-16.03	-14.91	-14.26	-13.86	-13.79
		Max.	28.72	28.12	25.91	5.18	21.78	20.17	14.48	13.60	13.08	12.88	12.88
	Evento Extremo I	Min.	-284.55	-272.48	-231.60	-59.46	-152.87	-117.23	-73.74	-69.91	-68.67	-80.78	-95.58
		Max.	-62.43	-60.97	-55.64	-45.75	-46.21	-42.21	-30.86	-28.31	-27.02	-25.85	-25.53

Primer Tramo.

Cuadro N° 46: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf).

Viga Crítica		Fuerza Axial (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=56	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	118.44	160.64	161.57	162.89	163.86	164.46	170.83	169.95	168.98	167.77	123.12
		Max.	262.75	342.56	342.79	344.08	346.43	347.78	342.74	344.01	345.53	348.76	273.05
	Servicio I	Min.	123.25	164.73	164.59	164.41	164.31	164.16	168.27	167.10	166.02	164.74	120.13
		Max.	210.93	276.99	277.15	279.12	281.52	283.35	280.32	281.88	283.52	286.52	225.90
	Fatiga	Min.	3.01	6.79	7.41	8.12	8.61	8.89	12.32	11.69	10.98	10.03	4.70
		Max.	56.83	73.25	73.41	74.20	75.31	76.12	73.16	73.66	74.27	75.67	61.26
	Evento Extremo I	Min.	6.61	-22.65	-78.80	-134.16	-168.29	-185.69	-188.71	-182.53	-165.99	-131.75	-124.55
		Max.	346.65	488.50	545.59	602.72	639.17	658.26	662.40	656.66	640.71	608.28	488.94

Segundo Tramo.

Cuadro N° 47: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Fuerza Axial (Tonf).

Viga Critica		Fuerza Axial (Tonf)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-26.30	-25.76	-24.18	-45.75	-20.19	-18.29	-8.54	-6.34	-3.61	-1.17	-0.70
		Max.	33.25	32.40	29.91	0.32	24.69	21.67	10.92	7.58	4.45	0.83	-0.16
	Servicio I	Min.	-28.22	-27.43	-25.50	-36.31	-20.91	-18.64	-10.04	-7.41	-4.24	-1.24	-0.55
		Max.	33.98	32.93	30.24	-1.48	24.63	21.42	12.00	8.40	4.92	0.93	-0.19
	Fatiga	Min.	-15.36	-15.02	-14.03	-18.26	-11.69	-10.50	-4.99	-3.62	-2.08	-0.53	-0.21
		Max.	17.42	17.00	15.78	5.18	13.04	11.56	5.73	4.07	2.37	0.54	0.04
	Evento Extremo I	Min.	-244.00	-232.01	-208.93	-59.46	-162.82	-138.35	-96.23	-69.06	-40.26	-10.45	-1.75
		Max.	249.99	237.73	213.85	20.14	166.69	141.24	98.27	70.08	40.96	10.11	0.97

Tercer Tramo.

Cuadro N° 48: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m).

Viga Critica		Momento Torsor (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	-18.68	-16.09	-13.46	-45.75	-16.86	-15.62	-24.22	-25.18	-51.72	-57.15	-59.67
		Max.	15.85	17.52	21.79	0.32	20.33	23.69	14.05	15.01	-6.84	-9.69	-10.08
	Servicio I	Min.	-14.46	-11.80	-10.17	-36.31	-13.76	-13.00	-19.83	-20.62	-40.61	-44.84	-46.79
		Max.	11.80	13.08	16.83	-1.48	16.66	19.27	10.85	10.98	-10.28	-14.11	-14.99
	Fatiga	Min.	-9.35	-8.13	-8.07	-18.26	-9.78	-9.00	-10.99	-10.39	-15.81	-15.55	-15.80
		Max.	9.45	9.28	11.27	5.18	10.72	12.63	9.55	10.92	5.30	6.08	6.70
	Evento Extremo I	Min.	-41.55	-32.76	-20.23	-59.46	-30.44	-33.66	-47.16	-49.32	-75.14	-82.26	-87.13
		Max.	38.68	34.11	27.07	20.14	33.47	40.03	37.66	38.91	21.49	19.84	21.63

Primer Tramo.

Cuadro N° 49: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m).

Viga Crítica		Momento Torsor (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=56	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	16.73	-12.11	-13.38	-18.63	-17.14	-16.49	-19.57	-15.25	-18.79	-23.53	-66.07
		Max.	68.56	25.18	20.00	16.85	21.26	23.34	18.72	20.13	14.90	12.11	-15.67
	Servicio I	Min.	19.98	-8.08	-9.87	-13.90	-12.63	-11.99	-14.37	-11.12	-14.15	-18.06	-52.43
		Max.	54.84	19.59	15.36	12.79	16.09	17.54	13.89	15.09	11.26	8.50	-19.16
	Fatiga	Min.	-4.85	-8.97	-8.13	-10.56	-10.00	-9.71	-11.02	-8.89	-10.33	-11.19	-17.74
		Max.	18.12	10.85	10.10	8.98	11.09	12.12	10.08	10.56	8.23	8.04	4.72
	Evento Extremo I	Min.	-5.39	-18.16	-17.15	-20.92	-18.65	-16.03	-17.71	-14.85	-19.12	-26.41	-75.44
		Max.	84.49	30.35	22.86	19.89	22.26	21.75	17.29	18.95	16.23	16.45	-0.22

Segundo Tramo.

Cuadro N° 50: Resumen de Solicitaciones para la Viga Crítica – Momento Torsor (Tonf-m).

Viga Crítica		Momento Torsor (Tonf-m)											
Elemento Resistente	Estados Límites	Distancia (m)											
		L=17	0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	1.0L
Viga "I" o "W"	Resistencia II	Min.	10.93	10.46	7.77	-45.75	-12.97	-12.46	-20.77	-19.56	-24.22	-21.13	-18.74
		Max.	59.70	57.09	51.44	0.32	23.93	25.95	16.83	20.03	14.96	16.92	18.09
	Servicio I	Min.	16.47	15.51	11.80	-36.31	-9.42	-9.40	-17.10	-16.18	-19.79	-17.06	-14.65
		Max.	46.05	44.04	39.65	-1.48	19.04	20.59	13.84	16.19	12.31	13.55	15.29
	Fatiga	Min.	-6.32	-5.76	-4.88	-18.26	-9.03	-8.35	-10.94	-10.22	-12.41	-11.01	-10.83
		Max.	15.68	15.38	15.52	5.18	10.72	12.33	9.78	11.46	9.04	9.80	9.89
	Evento Extremo I	Min.	-8.28	-6.34	-7.71	-59.46	-27.31	-28.18	-36.53	-36.05	-36.23	-29.33	-24.27
		Max.	74.55	69.40	61.96	20.14	37.48	39.81	33.14	35.94	28.53	25.68	25.05

Tercer Tramo.

Cuadro N° 51: Resumen de Solicitaciones para la Losa – Momento Flector (Tonf-m)

Losa		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=9.20m	
		Voladizo	0.5L
Losa	Resistencia II	-3.05	8.75
	Servicio I	-2.35	5.57
	Fatiga	-0.77	3.88
	Evento Extremo I	-3.02	7.17

Para todos los tramos Tramo.

Cuadro N° 52: Resumen de Solicitaciones para la Viga Diafragma – Momento Flector (Tonf-m)

Viga Diafragma		Momento Flector (Tonf-m)	
Elemento Resistente	Estados Limites	Distancia (m)-L=5.40m	
		0.0L	0.5L
Viga Diafragma	Resistencia II	4.12	2.70
	Servicio I	2.70	2.05
	Fatiga	1.87	1.00
	Evento Extremo I	3.09	2.32

Para todos los tramos Tramo.

Cuadro N° 53: Deflexiones por servicio

Deflexión (mm)			
Elemento Resistente	Estado Limite	Distancia (m)-L=22.5m	
		Calculado	Permitido
Viga "I" o "W"	Servicio I	7.52	21.25

Primer Tramo.

Cuadro N° 54: Deflexiones por servicio

Deflexión (mm)			
Elemento Resistente	Estado Limite	Distancia (m)-L=22.5m	
		Calculado	Permitido
Viga "I" o "W"	Servicio I	52.29	70.00

Segundo Tramo.

Cuadro N° 55: Deflexiones por servicio

Deflexión (mm)			
Elemento Resistente	Estado Limite	Distancia (m)-L=22.5m	
		Calculado	Permitido
Viga "I" o "W"	Servicio I	7.52	21.25

Tercer Tramo.

V. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El análisis se especificó en el componente principal y común en las tres propuestas de la superestructura del puente; vigas principales. Las idealizaciones de estados de carga se efectuaron tomando en cuenta las etapas más críticas que pueda ocurrir en la estructura, como resultado se obtuvo buen comportamiento de las estructuras ante las sollicitaciones presentadas.

En el análisis se tomó en cuenta la carga vehicular, carga dinámica permisible, carga de frenado y cargas de viento, donde se cargó el carril, de esta manera generar que la viga principal crítica se deflexione al máximo.

5.1 PRIMERA PROPUESTA

- Muestra una deformación de 27.70 mm. en el primer y tercer tramo, y de 54.73 mm. en el segundo tramo, como se presenta en los cuadros N° 30 y 31.
- Experimenta esfuerzos máximos de Fuerza Cortante para la viga crítica en el primer y tercer tramo de -132.14 Tonf y 124.73 Tonf., en el segundo tramo es de -150.13 Tonf y 143.68 Tonf. Como se muestra en los cuadros N° 18 y 19.
- Con respecto al Momento Flector para la viga crítica, el primer y tercer tramo sufre -66.41 Tonf-m y 655.75 Tonf-m., en el segundo tramo es de -121.23 Tonf-m y 1502.73 Tonf-m. Como se muestra en los cuadros N° 20 y 21.
- En el caso de la fuerza axial para la viga crítica, el primer y tercer tramo experimentaron esfuerzos de -60.48 Tonf (compresión) y 53.55 Tonf (tracción), en el caso del segundo tramo es de -87.01 Tonf (compresión) y 78.06 Tonf (tracción). Como se muestra en los cuadros N° 22 y 23.
- Para el momento Torsor para la viga crítica, el primer y tercer tramo sufre -22.65 Tonf-m y 21.59 Tonf-m., en el caso del segundo tramo es de -21.48 Tonf-m y 23.77 Tonf-m. Como se muestra en los cuadros N° 24 y 25.

- Con respecto al Momento Flector en la losa, el primer y tercer tramo sufre -4.80 Tonf-m en el volado y 5.80 Tonf-m., en el segundo tramo es de -8.57 Tonf-m en el volado y 5.11 Tonf-m. Como se muestra en los cuadros N° 26 y 27.
- Para la viga diafragma el Momento Flector, el primer y tercer tramo sufre 0.44 Tonf-m y 5.80 Tonf-m., en el segundo tramo es de 0.00 Tonf-m y 0.03 Tonf-m. Como se muestra en el cuadro N° 28.

5.2 SEGUNDA PROPUESTA

- Esta superestructura presenta una deformación máxima en ambos extremos de 54.73 mm. Como se muestra en el cuadro N° 38.
- Muestra esfuerzos máximos para la viga crítica de Fuerza Cortante de -150.13 Tonf y 143.68 Tonf., Momento Flector de -121.23 Tonf-m y 1502.73 Tonf-m., Fuerza Axial de 87.01 Tonf (compresión) y 78.06 Tonf (tracción) y Momento Torsor de -21.48 Tonf-m y 23.77 Tonf-m. Como se muestra en los cuadros N° 32, 33, 34 y 35.
- Con respecto al Momento Flector en la losa, el primer y segundo tramo sufre -8.57 Tonf-m en el volado y 5.11 Tonf-m. Como se muestra en el cuadro N° 36.
- Para la viga diafragma el Momento Flector, el primer y segundo tramo sufre 0.00 Tonf-m en el volado y 0.03 Tonf-m. Como se muestra en el cuadro N° 37.

5.3 TERCERA PROPUESTA

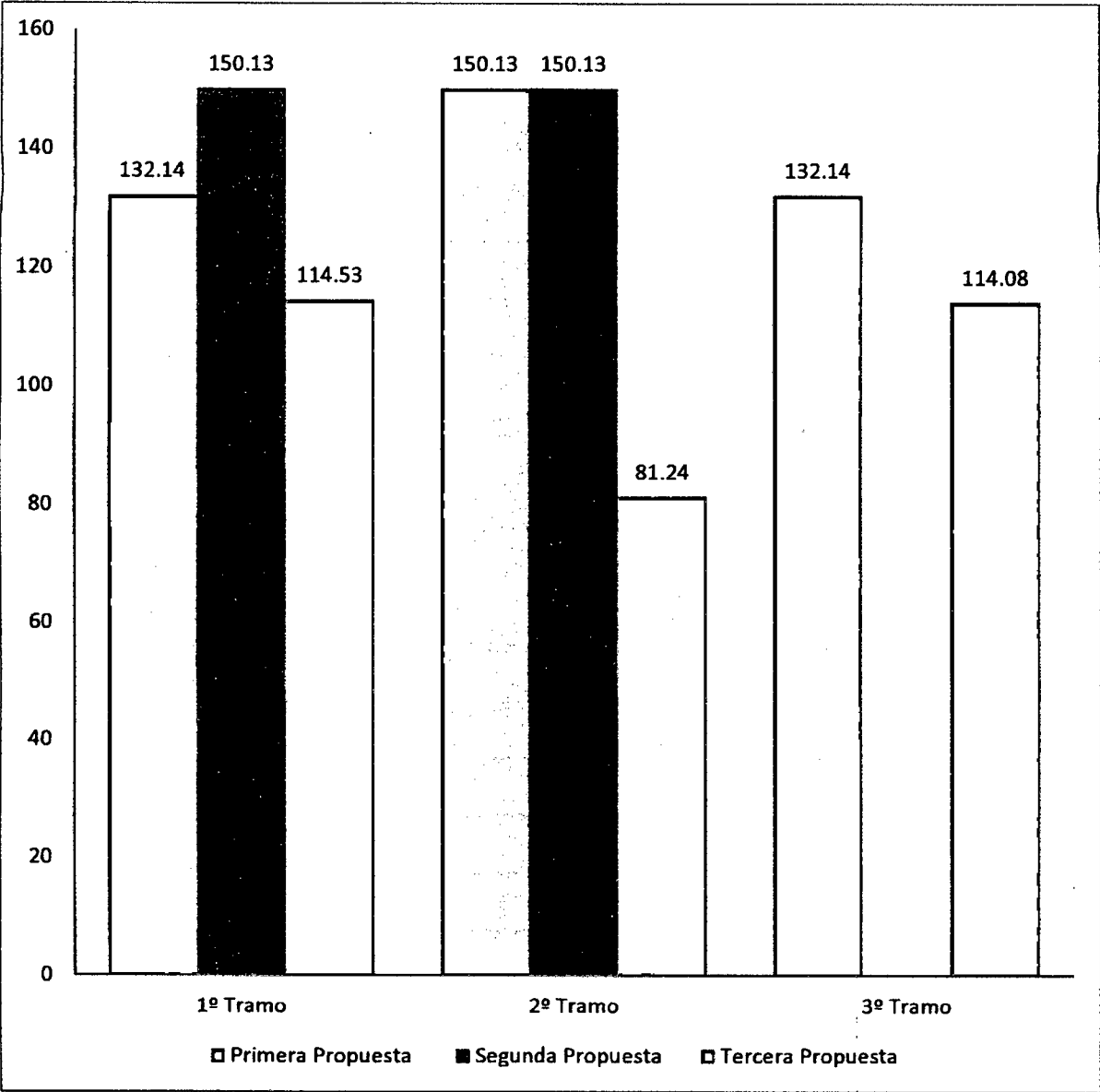
- La superestructura presenta deformación máximas en el primer y tercer tramo de 7.52 mm y en el tramo central de 52.29 mm. Como se muestra en los cuadros N° 53, 54 y 55.
- Experimenta esfuerzos máximos de Fuerza Cortante para la viga crítica en el primer y tercer tramo de -114.08 Tonf y 114.08 Tonf., en el segundo tramo es de -76.64 Tonf y 81.24 Tonf. Como se muestra en los cuadros N° 39, 40 y 41.

- Con respecto al Momento Flector para la viga crítica, el primer y tercer tramo sufre -326.72 Tonf-m y 326.60 Tonf-m., en el segundo tramo es de -238.24 Tonf-m y 170.46 Tonf-m. Como se muestra en los cuadros N° 42, 43 y 44.
- En el caso de la fuerza axial para la viga crítica, el primer y tercer tramo experimentaron esfuerzos de -62.43 Tonf (compresión) y 48.37 Tonf (tracción), en el caso del segundo tramo es de -118.44 Tonf (compresión) y 348.76 Tonf (tracción). Como se muestra en los cuadros N° 45, 46 y 47.
- Para el momento torsor de la viga crítica, el primer y tercer tramo sufre -59.67 Tonf-m y 59.70 Tonf-m., en el caso del segundo tramo es de -66.07 Tonf-m y 68.56 Tonf-m. Como se muestra en los cuadros N° 48, 49 y 50.
- Con respecto al Momento Flector en la losa, para todos los tramos, sufre -3.05 Tonf-m en el volado, y 8.75 Tonf-m. Como se muestra en el cuadro N° 51
- Para la viga diafragma el Momento Flector, todos los tramos sufren 4.12 Tonf-m y 2.70 Tonf-m. Como se muestra en el cuadro N° 52.

5.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

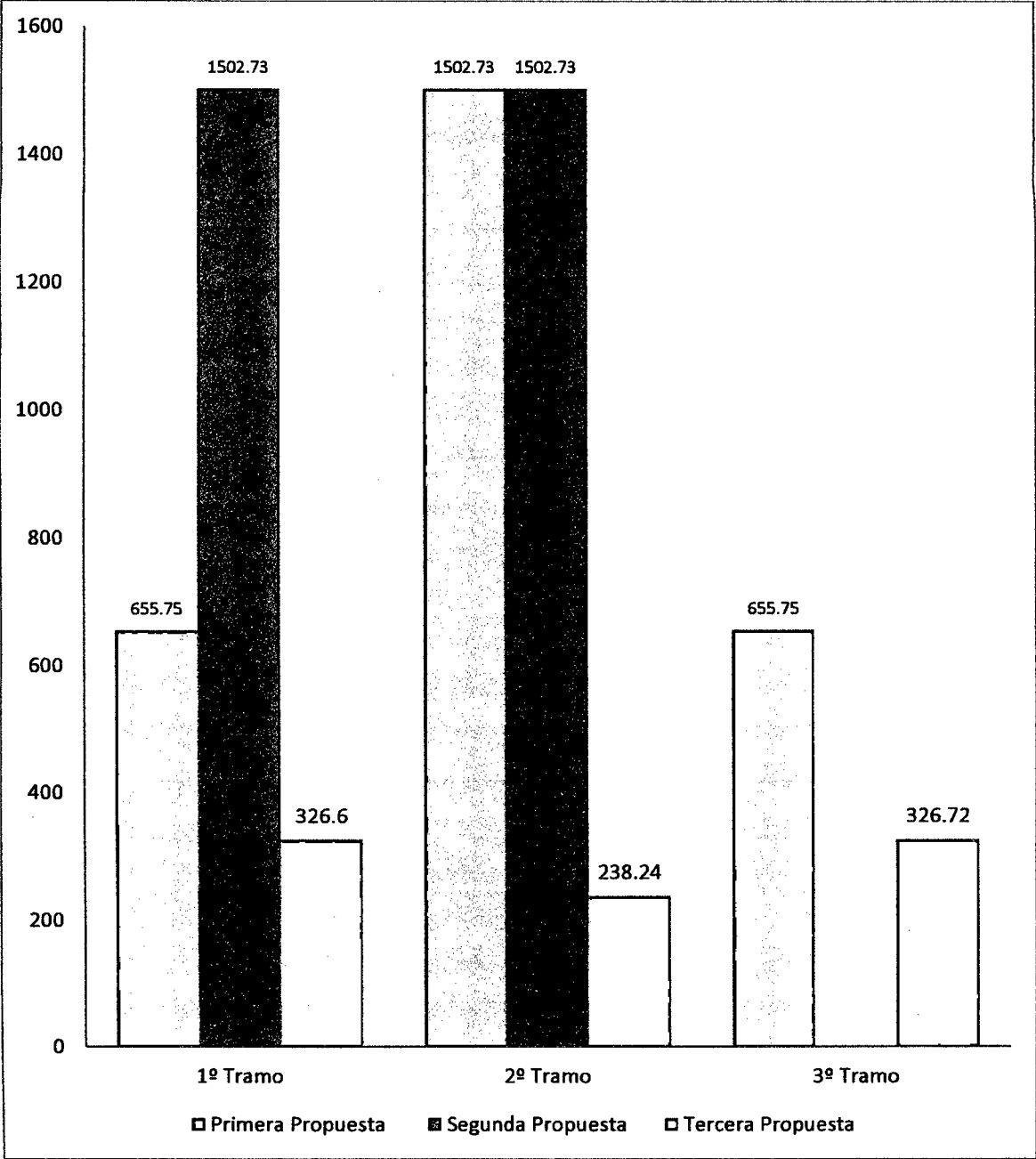
Para el esfuerzo cortante tomaremos los datos obtenidos por el estado límite de resistencia con valores absolutos, el cual se muestra en un diagrama de barras de la figura N° 280; se puede observar que el esfuerzo cortante se presenta en menor magnitud en los tramos de luces más cortas en la primera y tercera propuesta, y se incrementa en las luces de mayor longitud; resultando que la tercera propuesta tiene menor esfuerzo de cortante.

Figura N° 280: Comparativo Esfuerzo Cortante - Resistencia



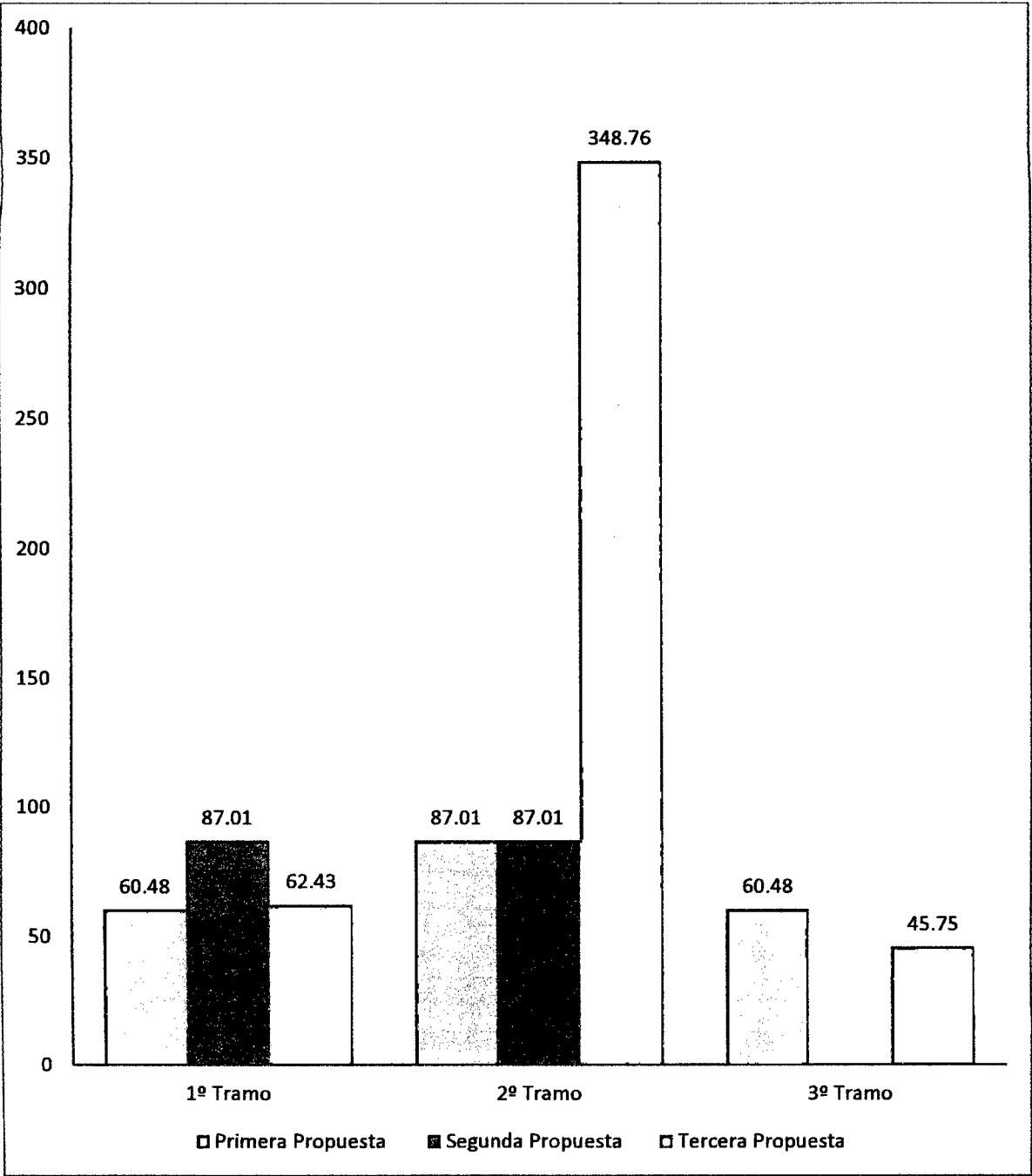
Para el momento flector también nos guiaremos de un diagrama de barras del estado límite de resistencia, cabe mencionar que estamos usando este estado límite porque el manual nos recomienda utilizar estos valores para poder diseñar los elementos estructurales de la superestructura del puente. En la Figura N° 281, se nota claramente que la tercera propuesta sufre menor momento flector con respecto a las otras dos propuestas.

Figura N° 281: Comparativo Momento Flector - Resistencia



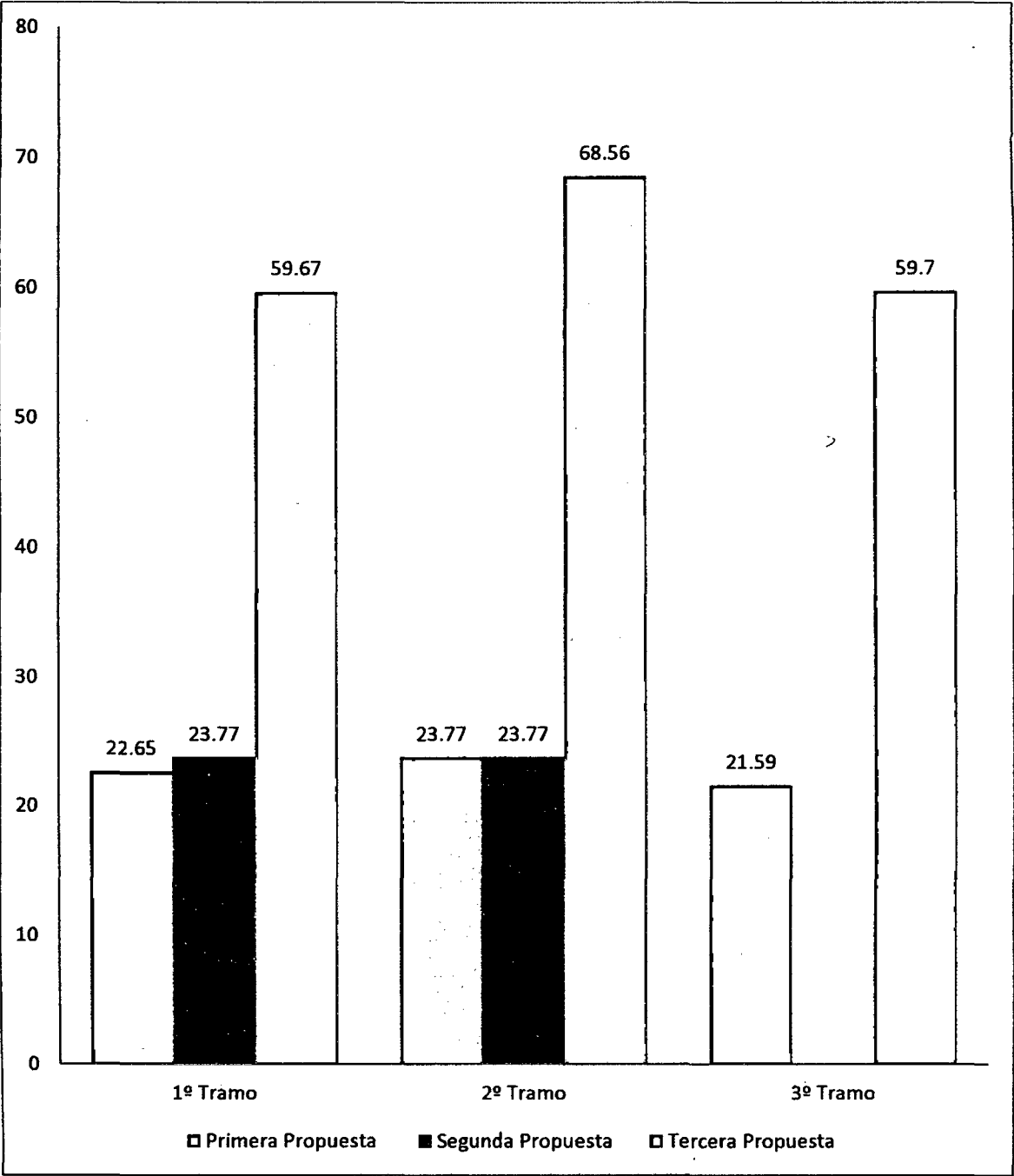
En la Figura N° 282 de diagrama de barras nos presenta los valores de la fuerza axial, donde es muy notoria la diferencia de la tercera propuesta en relación con las otras dos propuestas, obteniendo un mayor valor en fuerza axial, en este caso la primera propuesta se comporta mejor estructuralmente.

Figura N° 282: Comparativo Fuerza Axial - Resistencia



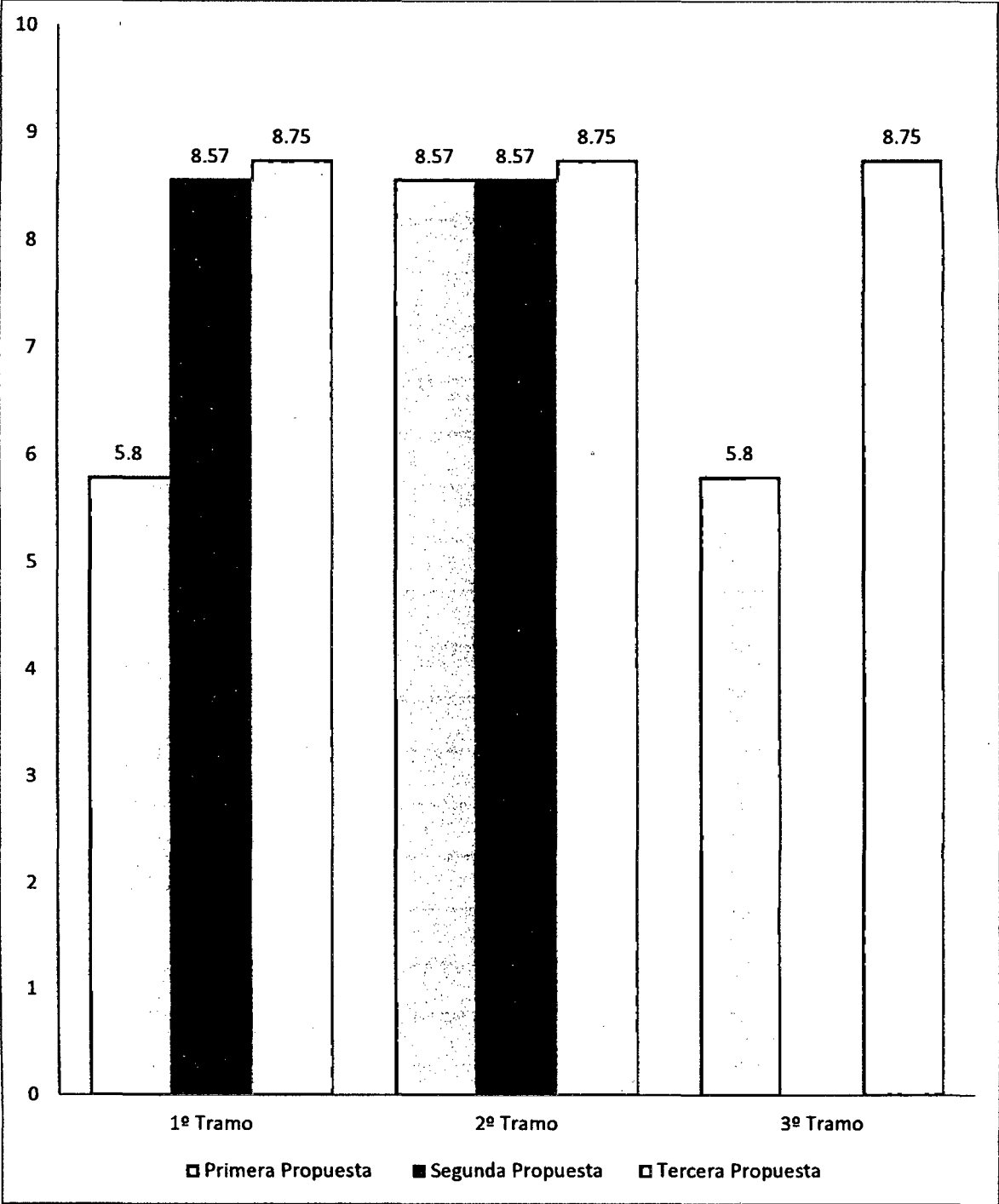
El Momento de losa se puede observar en la Figura N° 283 de diagrama de barras los resultados, donde las dos primeras propuestas sufren menor momento torsor que la tercera propuesta, tomando en cuenta los resultados podemos decir que la primera propuesta sufre menor Momento Torsor.

Figura N° 283: Comparativo Momento Torsor - Resistencia



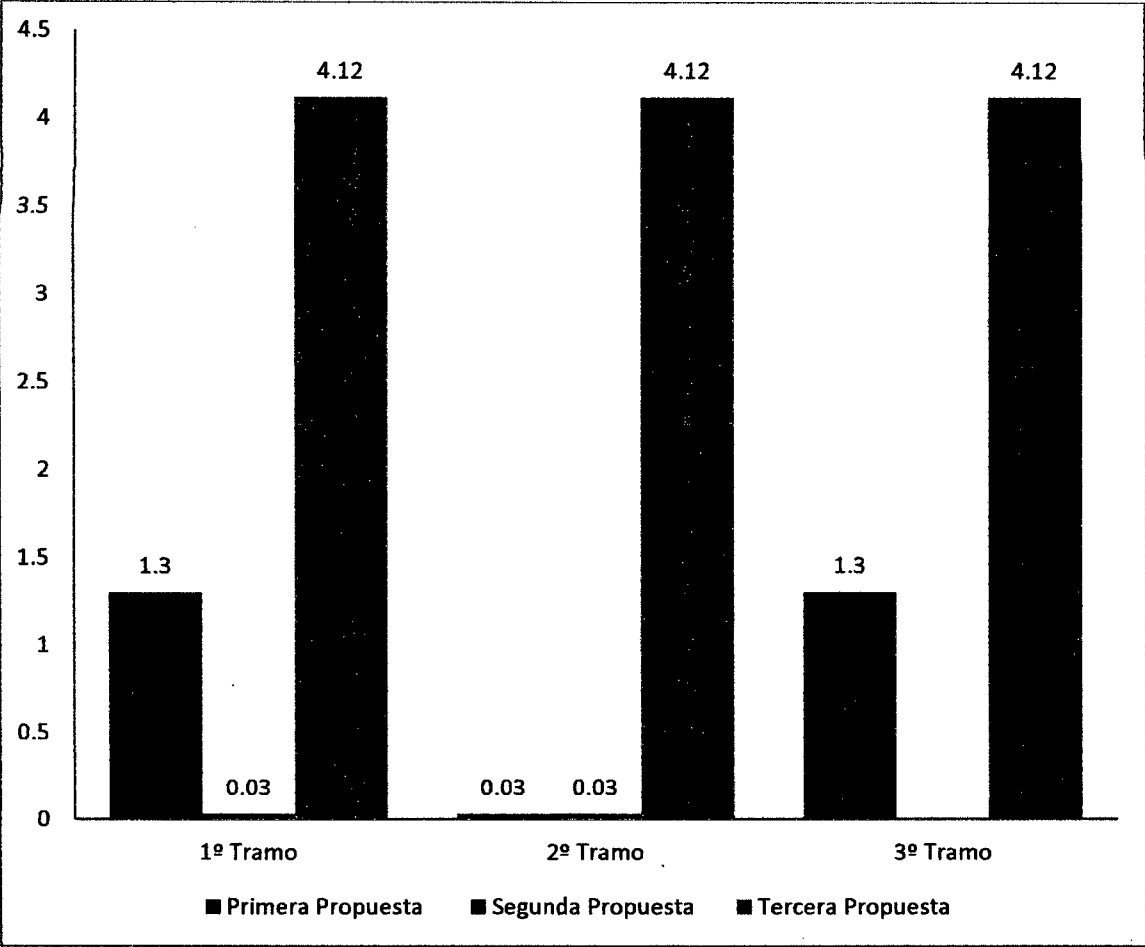
El Momento Flector en la losa, se puede observar en la Figura N° 284 de diagrama de barras los resultados, donde la segunda y tercera propuestas sufren mayor momento flector que la primera propuesta, tomando en cuenta los resultados podemos decir que la primera propuesta sufre menor Momento flector en la losa.

Figura N° 284: Comparativo Momento Flector de la Losa- Resistencia



El Momento Flector en viga diafragma, se puede observar en la figura N° 285 de diagrama de barras, donde las dos primeras propuestas sufren mayor momento flector que la segunda propuesta, tomando en cuenta los resultados podemos decir que la segunda propuesta sufre menor Momento flector en la viga diafragma.

Figura N° 285: Comparativo Momento Flector de la Viga Diafragma - Resistencia



De acuerdo a los valores presentados; la tercera propuesta sufre menor deformación y esfuerzos en algunos casos, esto se debe a que esta propuesta es una estructura hiperestática por ser un arco continuo, además cuenta con el arco que se deforma axialmente, así mismo los tensores no permiten una deformación considerable, de esta manera la deflexión de las vigas principales se encuentra controlada por el arco.

En el caso del esfuerzo cortante y momento flector la tercera propuesta se comporta mejor, ya que el arco es sometido a cargas uniformemente distribuidas que actúan a compresión, lo cual hace que el momento flector y fuerza cortante se reduzcan, haciendo que las vigas principales trabajen sólo a flexión. Por lo tanto, los arcos son en esencia una estructura de compresión capaz de cubrir grandes luces, el cual llevan una combinación de flexión y compresión debido a que no puede cambiar su forma para los tipos de carga.

En el caso de la fuerza axial y momento torsor, la primera propuesta se comportó mucho mejor que la segunda y tercera propuesta ya que cuenta con luces menores; en cambio con la tercera propuesta se incrementó estos esfuerzos de manera considerable, ya que el arco con el que cuenta absorbe mayor cantidad de fuerza axial en compresión para ser más específicos; en el caso del momento flector, se incrementa por la altura de 11.20m que tiene el arco cuando se somete a cargas sísmicas y de viento. Se indica en los cuadros N° 22, 23, 24, 25, 34, 35, 45, 46, 47, 48, 49 y 50.

De acuerdo a la norma AASHTO LRFD que fue la guía que se utilizó para el Análisis Estructural de las tres superestructuras; se ocupa mucho del método de factores de carga y resistencia; de los cuales se verifican todos los que sean relevantes para el diseño de la estructura; que en este caso se verificaron para la Superestructura del puente los de: Resistencia I, Resistencia II, Servicio I, Fatiga y Evento Extremo I, indicado en los cuadros del N° 02 al 17.

En el estado de Resistencia I, que define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, podemos observar que es la tercera propuesta que experimenta una deflexión menor que las otras dos propuestas; lo cual nos indica que al aplicarle la misma carga vehicular sufre menos y los esfuerzos cortantes y momentos flectores son menores; lo cual indica que la superestructura de la tercera propuesta tiene mayor resistencia y estabilidad que las demás. Ver figuras del N° 280 al 285.

En el estado de Servicio I, que controla el ancho de las grietas en las estructuras de concreto armado presentes en la superestructura del puente y las deformaciones de las vigas; comparando las tres propuestas, vemos que la tercera propuesta ofrece menor deformación, lo cual hace que los esfuerzos sean menores; es decir, dicha superestructura puede controlar mejor las grietas que se podrían producir, al aplicarlas las mismas cargas, por lo tanto es más efectiva estructuralmente. Ver cuadros de deflexión por servicio N° 30, 31, 38, 53, 54 y 55.

El estado de Fatiga controla el rango de tensiones en las barras de refuerzo; por lo que podemos decir que en la superestructura de la tercera propuesta, los componentes a tracción experimentan un menor esfuerzo.

5.5 SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

Habiéndose desarrollado la metodología para el Análisis Estructural de la superestructura del puente en estudio, observando a detalle los resultados obtenidos en las figuras de comparación N° 280, 281, 282 y 283; se puede verificar que en las vigas principales sufren menor esfuerzo las pertenecientes a la tercera propuesta. Con respecto al momento flector de la losa del puente, apreciadas en la figura N° 284; la primera propuesta es la que presenta menor esfuerzo. En las vigas diafragmas, se observa en la figura N° 285, que el momento flector que sufre menos esfuerzo es la segunda propuesta. Con respecto a la deformación que ocurre en las tres propuestas tal como se aprecia en los cuadros N° 30, 31, 38, 53, 54 y 55; la que muestra menor deformación es la tercera propuesta. De acuerdo a los diversos factores y combinaciones de carga a las que fueron sometidas cada propuesta, se puede decir que la tercera propuesta es la alternativa que se debe seleccionar en este estudio, porque nos brinda en su conjunto el mejor comportamiento estructural; que es el fin al que se decidió llegar en este trabajo. Esta selección se asumió de acuerdo a los resultados obtenidos en las vigas principales, tanto en sus esfuerzos y en sus deflexiones, por ser los factores más importantes en el análisis estructural de la superestructura del puente.

5.6 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

Al hablar de superestructuras de puentes, estructuralmente tenemos varias alternativas a escoger, pero debemos buscar una opción que cumpla con los estándares exigidos y que brinde seguridad; así mismo, la experiencia en la construcción de puentes nos permite establecer rangos económicos en cuanto a la fabricación y construcción de puentes según su longitud y hasta la finalidad para la cual será construida. En este caso, nos enfocamos en el tema estructural.

La metodología seguida para el análisis de las superestructuras de las alternativas para el puente, nos ha permitido determinar que la aplicación de los diversos métodos estructurales nos brinda resultados confiables para el servicio previsto. Por tanto, debe admitirse la importancia de estos importantes métodos de análisis. Esto ayudará a la diversidad de propuestas estructurales, así como mejorará la calidad de diseño y sistemas constructivos.

Observemos el cuadro N° 56 con el resumen de los resultados para las solicitaciones de la superestructura del puente para las tres alternativas, el cual nos permitirá determinar la adecuada selección para el diseño de la superestructura.

Cuadro N° 56: Resumen de Solicitaciones para la Superestructura del Puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza

	1° PROPUESTA	2° PROPUESTA	3° PROPUESTA
DEFORMACIONES			
Tramos Extremos	$\epsilon = 27.70 \text{ mm.}$	$\epsilon = 54.73 \text{ mm.}$	$\epsilon = 7.52 \text{ mm.}$
Tramo Central	$\epsilon = 54.73 \text{ mm.}$		$\epsilon = 52.29 \text{ mm.}$
ESFUERZO CORTANTE EN LA VIGA MAS CRITICA			
Tramos Extremos	V = -132 Tonf. V = 124.73 Tonf.	V = -150.13 Tonf. V = 143.68 Tonf.	V = -114.08 Tonf. V = 114.08 Tonf.
Tramo Central	V = 150.13 Tonf. V = 143.68 Tonf.		V = 76.64 Tonf. V = 81.24 Tonf.
MOMENTO FLECTOR EN LA VIGA MAS CRITICA			
Tramos Extremos	M = -66.41 Tonf-m M = 655.75 Tonf-m	M = -121.23 Ton-m M = 1502.73 Tonf-m	M = -326.72 Tonf-m M = 326.60 Tonf-m
Tramo Central	M = -121.23 Ton-m M = 1502.73 Tonf-m		M = -238.24 Ton-m M = 170.46 Tonf-m
FUERZA AXIAL EN LA VIGA MAS CRITICA			
Tramos Extremos	F = -60.48 Tonf. F = 53.55 Tonf.	F = 87.01 Tonf. F = 78.06 Tonf.	F = -62.43Tonf. F = 48.37 Tonf.
Tramo Central	F = -87.01 Tonf. F = 78.06 Tonf.		F = -118.44 Tonf. F = 348.76 Tonf.
MOMENTO TORSOR EN LA VIGA MAS CRITICA			
Tramos Extremos	T = -22.65 Tonf-m T = 21.59 Tonf-m	T = 21.48 Tonf-m T = 23.77 Tonf-m	T = -59.67 Tonf-m T = 59.70 Tonf-m
Tramo Central	T = -21.48 Tonf-m T = 23.77 Tonf-m		T = -66.07 Tonf-m T = 68.56 Tonf-m
MOMENTO FLECTOR EN LA LOSA			
Tramos Extremos	M = -4.80 Tonf-m M = 5.80 Tonf-m	M = -8.57 Ton-m M = 5.11 Tonf-m	M = -3.05 Tonf-m M = 8.75 Tonf-m
Tramo Central	M = -8.57 Ton-m M = 5.11 Tonf-m		M = -3.05 Tonf-m M = 8.75 Tonf-m
MOMENTO FLECTOR EN LA VIGA DIAFRAGMA			
Tramos Extremos	M = 0.44 Tonf-m M = 5.80 Tonf-m	M = 0.00 Ton-m M = 0.03 Tonf-m	M = 4.12 Tonf-m M = 2.70 Tonf-m
Tramo Central	M = 0.00 Ton-m M = 0.03 Tonf-m		M = 4.12 Tonf-m M = 2.70 Tonf-m

En efecto se observa que para la primera propuesta; en donde el primer y tercer tramo de la superestructura es de tipo viga losa de concreto armado y el segundo tramo es de

sección compuesta; el material empleado en ambos tramos experimentó un comportamiento óptimo en la luz asumida de 22.50 m. y 45.00 m.; ya que estas longitudes se encuentran dentro del rango establecido en estudios realizados sobre tipos de puentes según su luz libre.

La segunda propuesta con relación a la primera propuesta, presenta una deformación y esfuerzos similares en los tramos de 45.00 m., porque son estructuras con las mismas características, por lo tanto se comportan de manera muy similar.

La tercera propuesta, en relación a la primera y segunda propuesta; presenta una menor deformación y esfuerzos, generados por las cargas a la que fueron sometidas. Esto se debe a que las propuestas anteriores son tramos independientes simplemente apoyados, mientras que esta propuesta es continuo donde se adiciona un arco con tirantes sujetos a la superestructura, que al ser sometido a cargas uniformemente distribuidas actúa a compresión, lo cual hace que los momentos flectores y los esfuerzos cortantes se reduzcan al mínimo; haciendo que las vigas tirantes o principales trabajan sólo a flexión. Por lo tanto, los arcos son en esencia una estructura en compresión utilizado para cubrir grandes luces, y que llevan una combinación de flexión y compresión debido a que no puede cambiar su forma para los tipos de carga, por lo que el material que se utiliza debe soportar algo de flexión además de la compresión que se genera por la forma curva, debido a que en este sistema se disipan mejor los esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales.

En ese sentido, considerando la información del cuadro N° 56, vistos los resultados en forma comparativa, podemos tener la decisión de trabajar en forma óptima con la tercera propuesta, razón por la cual consideramos válida nuestra hipótesis, ya que: “El análisis estructural de por lo menos tres alternativas comparativamente, nos permite determinar con precisión la adecuada selección para aplicar en el diseño de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, en el distrito de Tarapoto – San Martín”; en efecto, se valida como cierta; porque de las tres alternativas planteadas y comparadas; el análisis estructural nos permitió determinar que la tercera propuesta es la adecuada para aplicar en el diseño de la superestructura del puente.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- El análisis estructural nos permite determinar con precisión adecuada la selección del tipo de superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza, debido a que se comparan los esfuerzos y deformaciones ante las solicitaciones a las que fueron sometidas; concluyendo que la tercera propuesta es la que mejor se comporta estructuralmente.
- La metodología LRFD con las cuales se analizó las tres alternativas, propone un factor de amplificación para cada tipo de carga, mediante las diferentes combinaciones que dependen de la importancia que tienen durante el funcionamiento de la estructura, permitiendo obtener estructuras que cumplan con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad.
- Los software's de ingeniería estructural Sap2000 y CSI Bridge, nos permite ayudar a la realización del modelamiento de la estructura a analizar, visto que en tales condiciones se obtienen resultados que se aproximan al comportamiento real. En esta etapa es importante el correcto ingreso de los datos y su interpretación.
- Para el análisis de un puente, se deberá tener en cuenta aspectos muy importantes como el material a utilizar, los cuales deben cumplir con los estándares especificados en los reglamentos correspondientes; así mismo, definir el sistema estructural a emplearse para el mejor comportamiento del elemento en su vida útil; como la buena idealización y modelamiento del sistema estructural adoptado de la forma más real posible.

6.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda utilizar los resultados de la tercera propuesta de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza.

- Utilizar puentes de tipo viga losa de concreto armado en luces libres no mayores a 25.00m.
- Utilizar puentes de tipo sección compuesta en luces libres no mayores a 50.00m.
- Utilizar puentes de tipo arco para luces mayores de 50.00m hasta 250.00m.
- Estas recomendaciones están de acuerdo al estudio realizado ya que con luces mayores a lo recomendado, los elementos estructurales tienen a tener dimensiones excesivas, generando mayor peso a la estructura, que por lo tanto tendrá que utilizar una subestructura de mayor dimensión, generando un mayor costo económico para su construcción.
- Para el diseño de subestructuras, se recomienda considerar protección de los estribos en una eventual construcción del puente en esta zona, porque el tipo de suelo en este sector es desfavorable y más aún cuando aguas arriba y aguas abajo el río tiene serios problemas de socavación.

VII. BIBLIOGRAFIA

7.1. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Editorial Prentice Hall, Edición 2007, USA – 2007.
- ARANIS GARCÍA-ROSSELL CÉSAR, Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado (Método AASHTO – LRFD) Tomo I, Editorial ACI – UNI, Primera Edición, Lima - Perú, Setiembre 2006.
- BARTRA CORDOVA JIM VLADIMIR, Análisis y Diseño de un Puente de Sección Compuesta sobre el río Alao, Tarapoto - Perú, 2012.
- BOWLES JOSEPH E., Diseño de Acero Estructural, Editorial Limusa, Cuarta Edición, México 1996.
- COMPUTERS & STRUCTURE INC. (CSI), SAP 2000/BRIDGE Design, Editorial CSI, Versión 14, USA, Abril 2009.
- CORONEL DELGADO ALEXANDER ANTONIO, Análisis y Diseño de la Superestructura de un Puente de Concreto pre-esforzado, Tarapoto - Perú, 2004.
- GONZALEZ CUEVAS OSCAR, Análisis Estructural, Editorial Limusa, Segunda Edición, México 1996.
- HIBBELER RUSSELL. C., Análisis Estructural, Editorial Prentice Hall Hispanoamericana S. A., Tercera Edición, México, 1997.
- HIDALGO LECCA WILER JAVIER, Construcción Puente Shitariyacu, Tarapoto - Perú, 2001.

- KARDESTUNCER HAYRETTIN, Introducción al Análisis Estructural con Matrices, Editorial McGraw-Hill, Primera Edición, Mexico 1975.
- McCORMAC JACK C., Diseño de Estructuras de Acero-Método LRFD, Editorial Alfaomega, Segunda Edición, México 2002.
- MANTEROLA JAVIER, Puentes Apuntes para su diseño, cálculo y construcción, Editorial Rugarte S. L., Primera Edición, España, Junio 2006
- MARTÍNEZ JAENZ PEDRO MOISÉS – MANZANAREZ BERROTERÁN JOSÉ SALVADOR, Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005, Editorial Montaner y Simón S. A., Primera Edición, España 2009.
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC), Manual de diseño de Puentes, Fondo Editorial Ingeniería y Gestión, Lima - Perú 2005.
- PAREDES AGUILAR LUIS, Análisis y Diseño de la Losa de un Puente de Concreto Armado con Vigas Postensadas Simplemente Apoyado, Tarapoto - Perú, 2003.
- PERALTA RUIZ LUIS, Trazo y Diseño de la superestructura de sección compuesta del Puente Alfonso Ugarte sobre el río Cumbaza, Tarapoto - Perú, 2000.
- SANTILLAN OLIVERA CARLOS, Diseño de un Puente Colgante Vehicular, Tarapoto - Perú, 2002.
- TOMÁS CELIGÜETA JUAN, Curso de Análisis Estructural, Editorial Rugarte S. L., Primera Edición, España 2002.
- TORREJON MEZA ROVALINO, Diseño de superestructura de un Puente de sección compuesta, Tarapoto - Perú, 2000.

- VILLANUEVA RUIZ ROSARIO, Análisis y Diseño coparativo de un puente de Concreto Armado de luz variable con otro de Sección Compuesta, Tarapoto - Perú, 1996.
- VILLOSLADA TRUJILLANO MANUEL, Análisis Estructural de Puentes Atirantados aplicación, Tarapoto - Perú, 2004.
- WILSON L. EDWARD, Análisis Estático y Dinámico de Estructuras, Editorial Universidad de California, Cuarta Edición, California – USA, 2008.

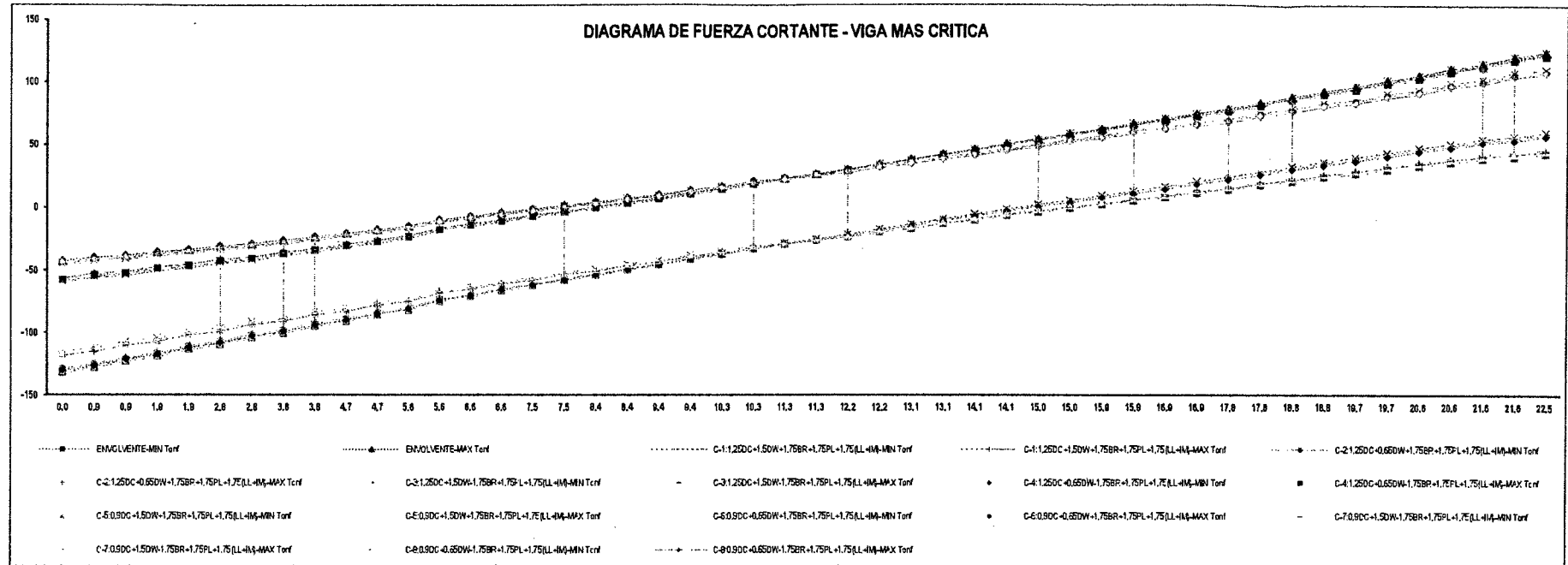
7.2. LINKOGRAFÍA

- http://apiperu.com/Obras_Importantes/pteguillermo.pdf
- <http://apuntesingenierocivil.blogspot.com/2010/10/definicion-de-puentes.html>
- http://es.123rf.com/photo_2341840_puente-de-madera-en-varadero.html
- http://es.123rf.com/photo_5295808_la-enorme-estructura-de-acero-del-puente-harbour-sydney-australia.html
- http://es.123rf.com/photo_5356354_moderno-puente-rojo-sobre-el-rio-tajo-en-lisboa-portugal.html
- http://es.getamap.net/mapas/peru/lima/_anche_puente/
- http://es.wikipedia.org/wiki/Carretera_Interoce%C3%A1nica
- http://es.wikipedia.org/wiki/Eug%C3%A9ne_Freyssinet
- http://ferropedia.es/wiki/Puente_giratorio

- <http://infraestructuraperuana.blogspot.com/2009/06/puente-punta-arenas.html>
- <http://infraestructuraperuana.blogspot.com/2009/10/puente-infiernillo.html>
- <http://ingeniocivil.blogspot.com/>
- <http://puentes.galeon.com/historia/pontshistoria.htm>
- <http://www.animalpolitico.com/2012/01/calderon-supervisara-megapuerto-bicentenario/#axzz2hQ3lo3qD>
- http://www.cesel.com.pe/webes/obras_viales_9_puente_quebrada_honda.html
- <http://www.dogguie.net/skybridge-el-puente-curvo-de-langkawi-malasia/>
- <http://www.gits.ws/index.php?seccion=proyecto&CODIGO=59>
- http://www.mc2.es/ficha_proyecto.php?nav=02&id=93&idcategoria=4&i=es
- <http://www.proviasnac.gob.pe/frmNoticias.aspx>
- <http://www.taringa.net/posts/info/13639523/Monterrey-Mexico-Mi-tierra.html>
- <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=187978&page=5>

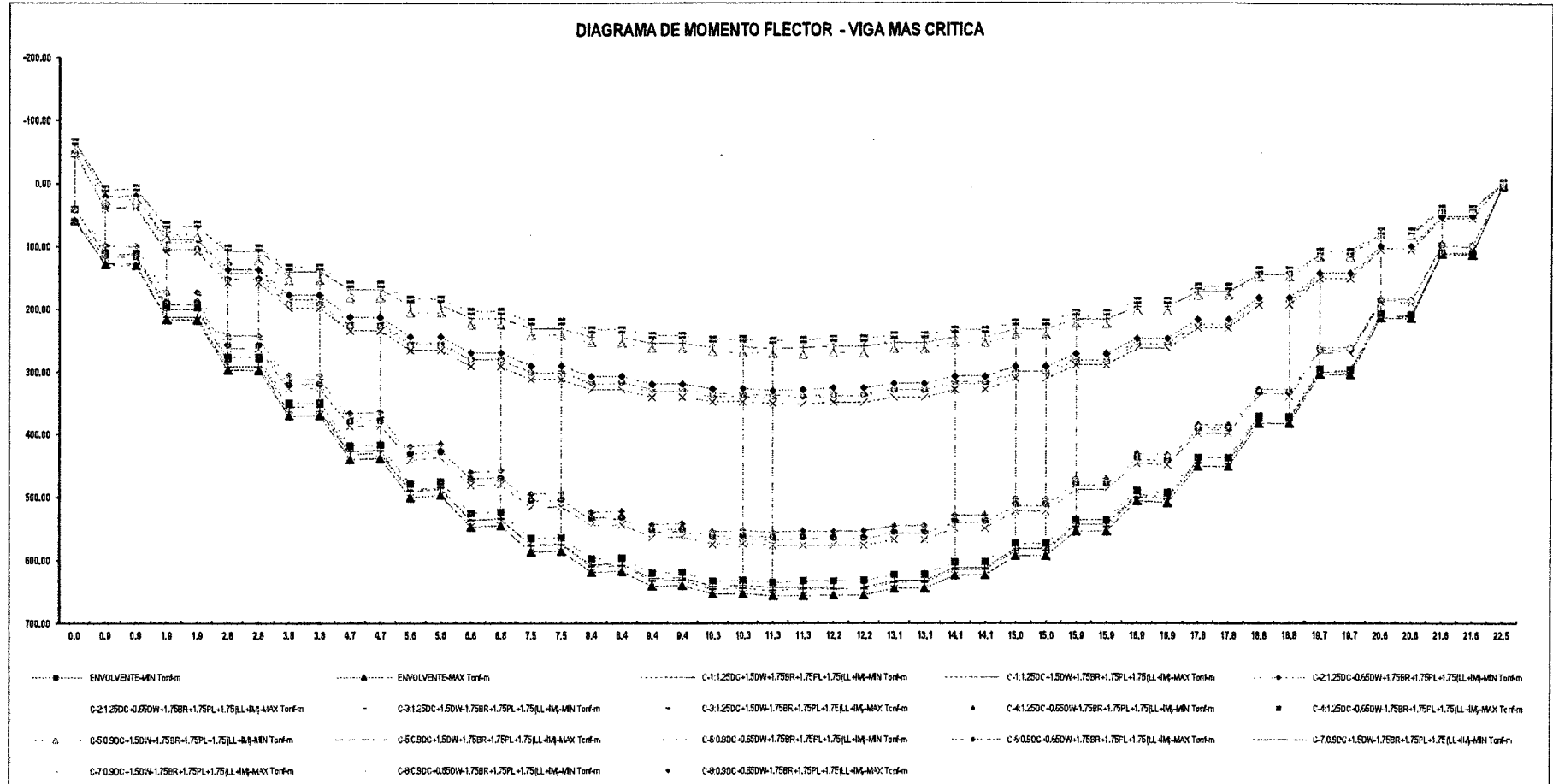
VIII. ANEXOS

ANEXO N° 01: Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia I



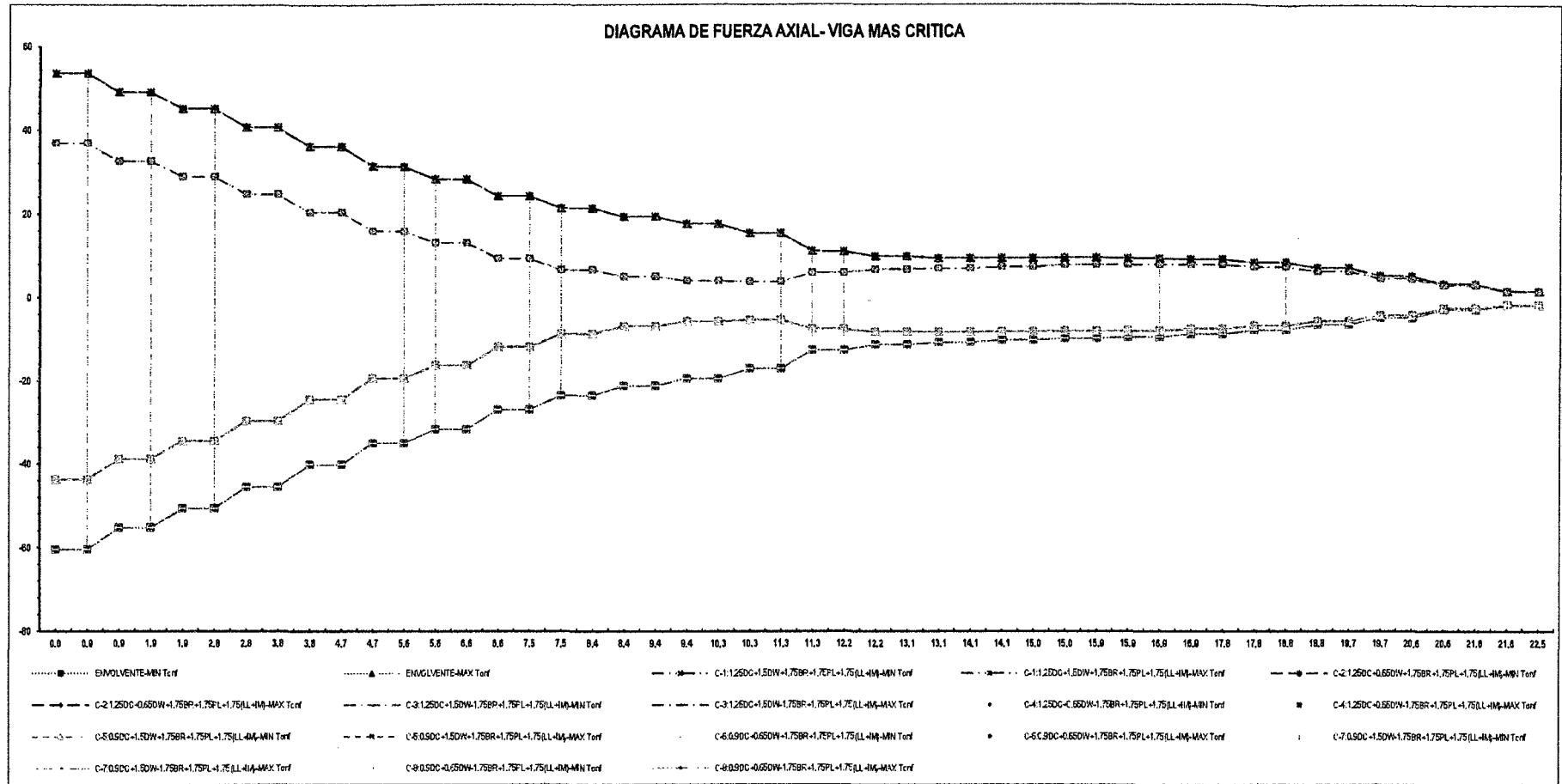
Primera Propuesta – Primer y tercer Tramo

ANEXO Nº 02: Diagrama de Momento Flector – Resistencia I



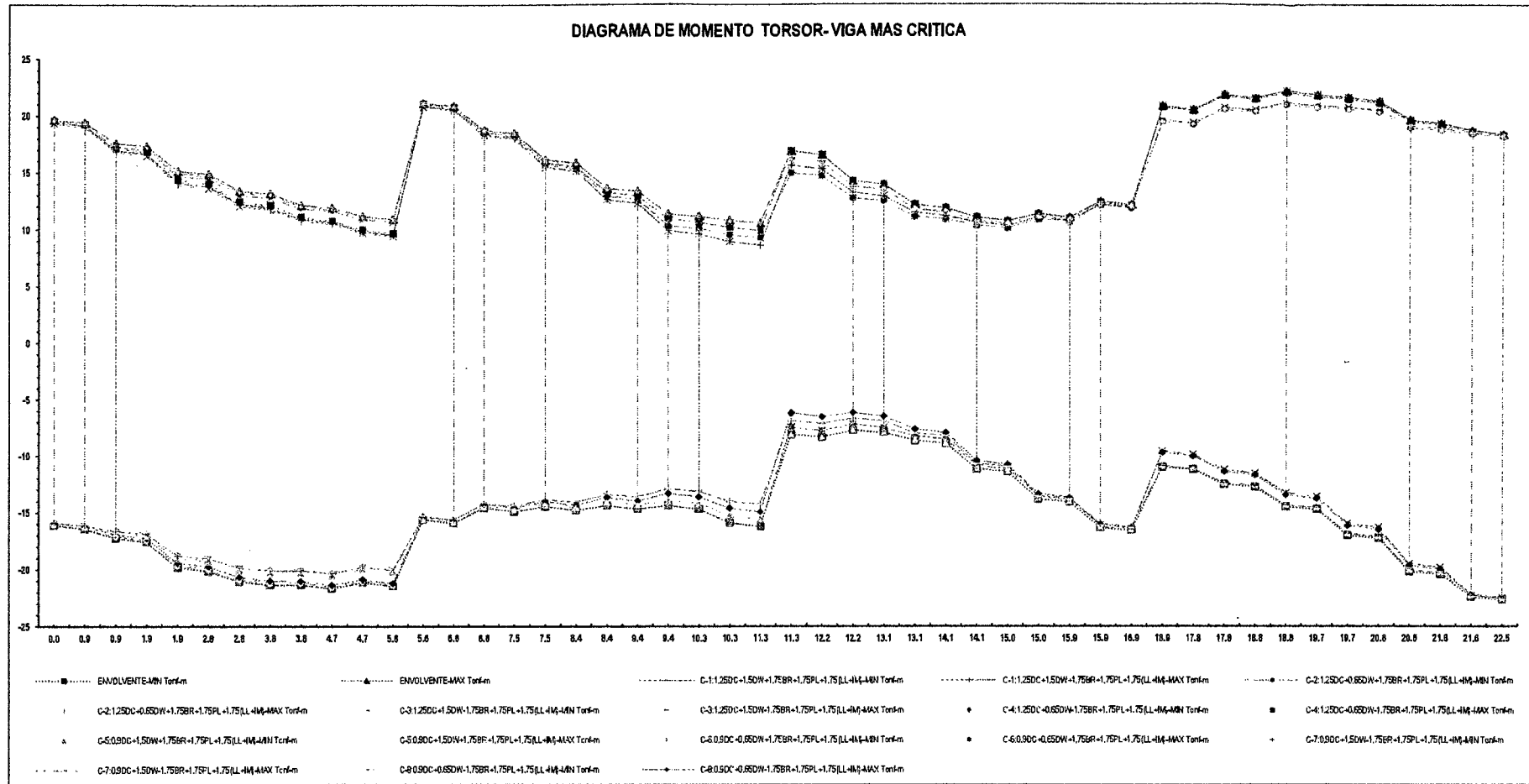
Primera Propuesta – Primer y tercer Tramo

ANEXO Nº 03: Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia I



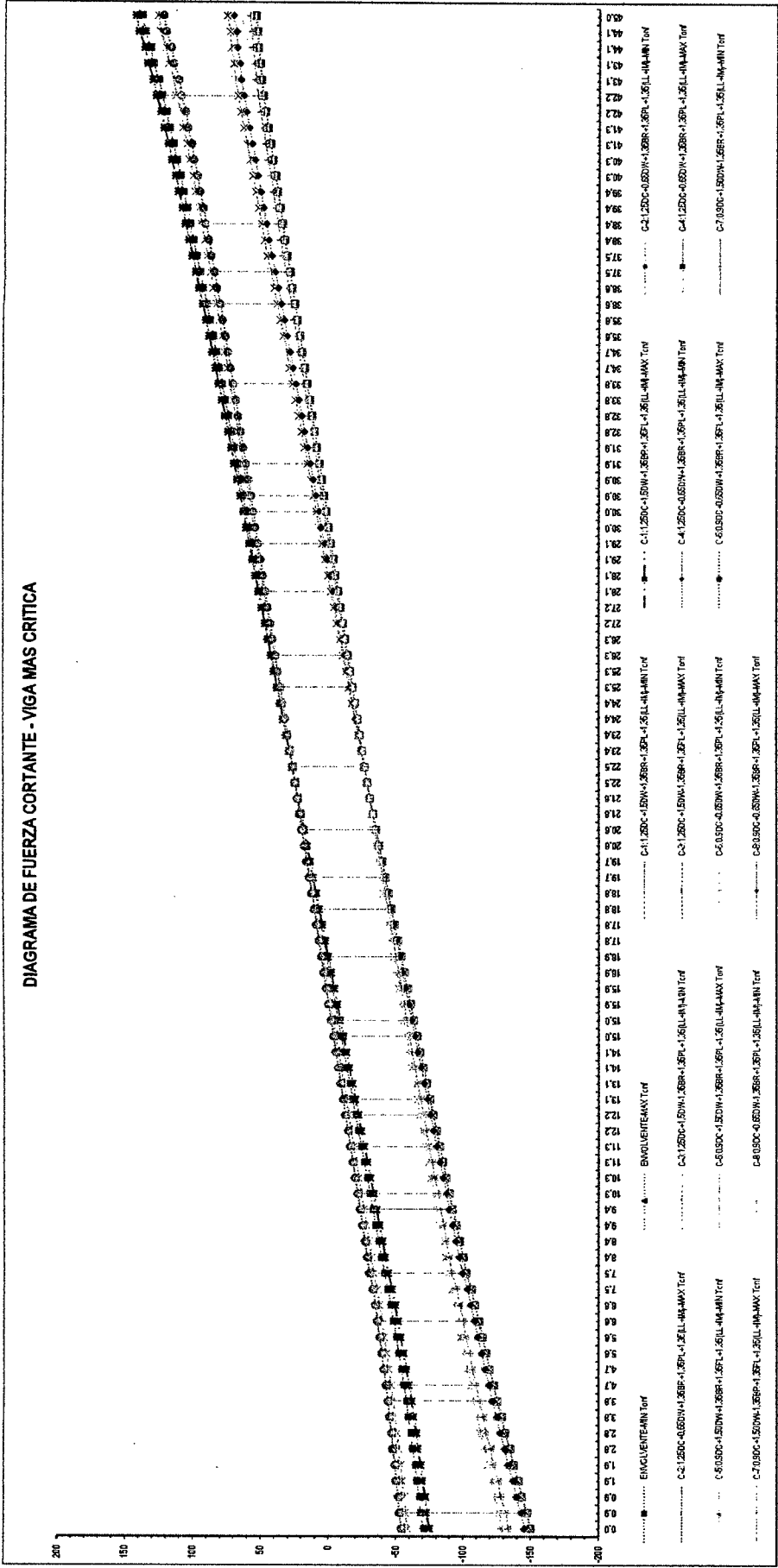
Primera Propuesta – Primer y tercer Tramo

ANEXO Nº 04: Diagrama de Momento Torsor – Resistencia I



Primera Propuesta – Primer y tercer Tramo

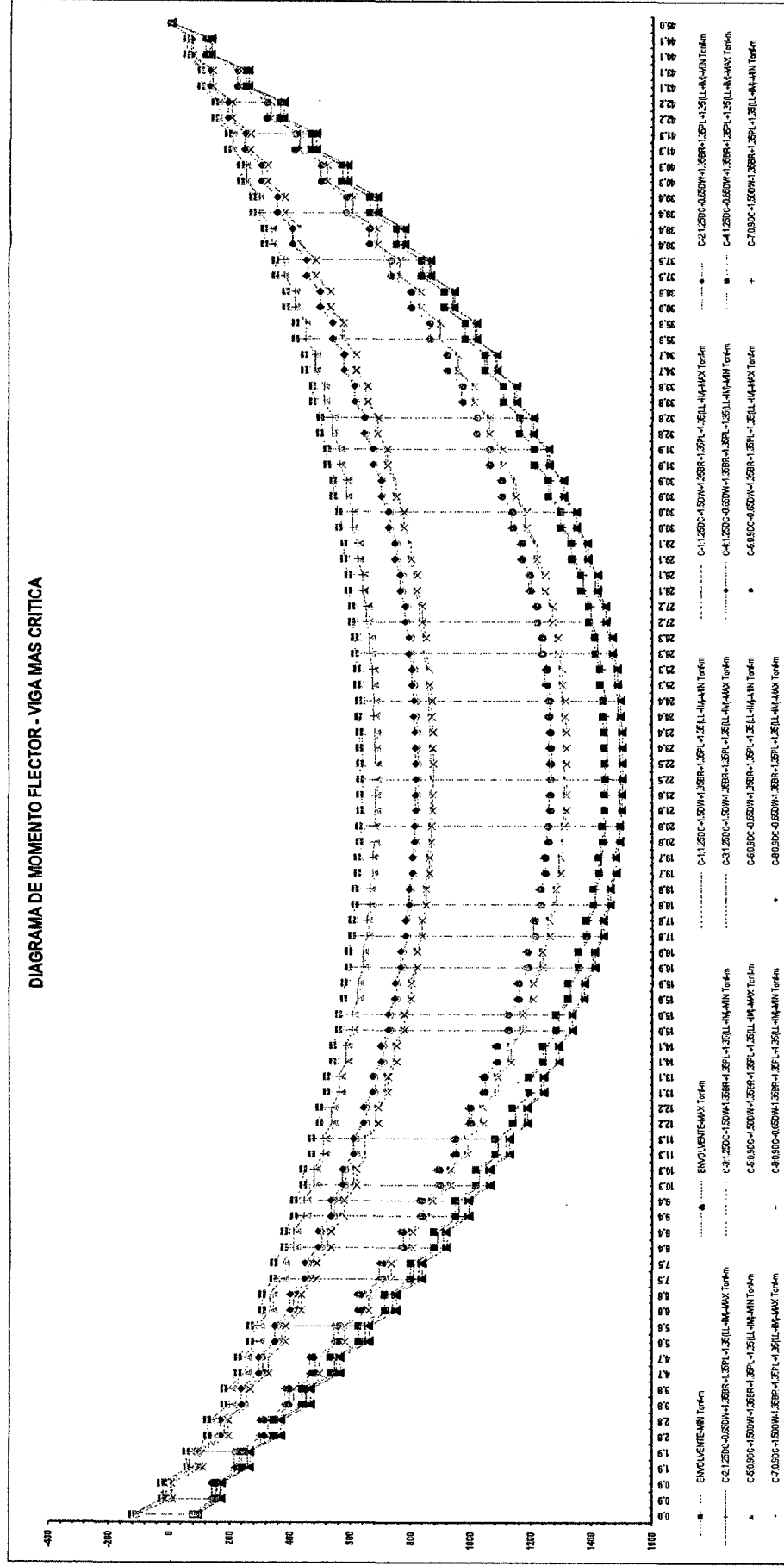
ANEXO N° 05: Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia II



Primera Propuesta – Segundo Tramo

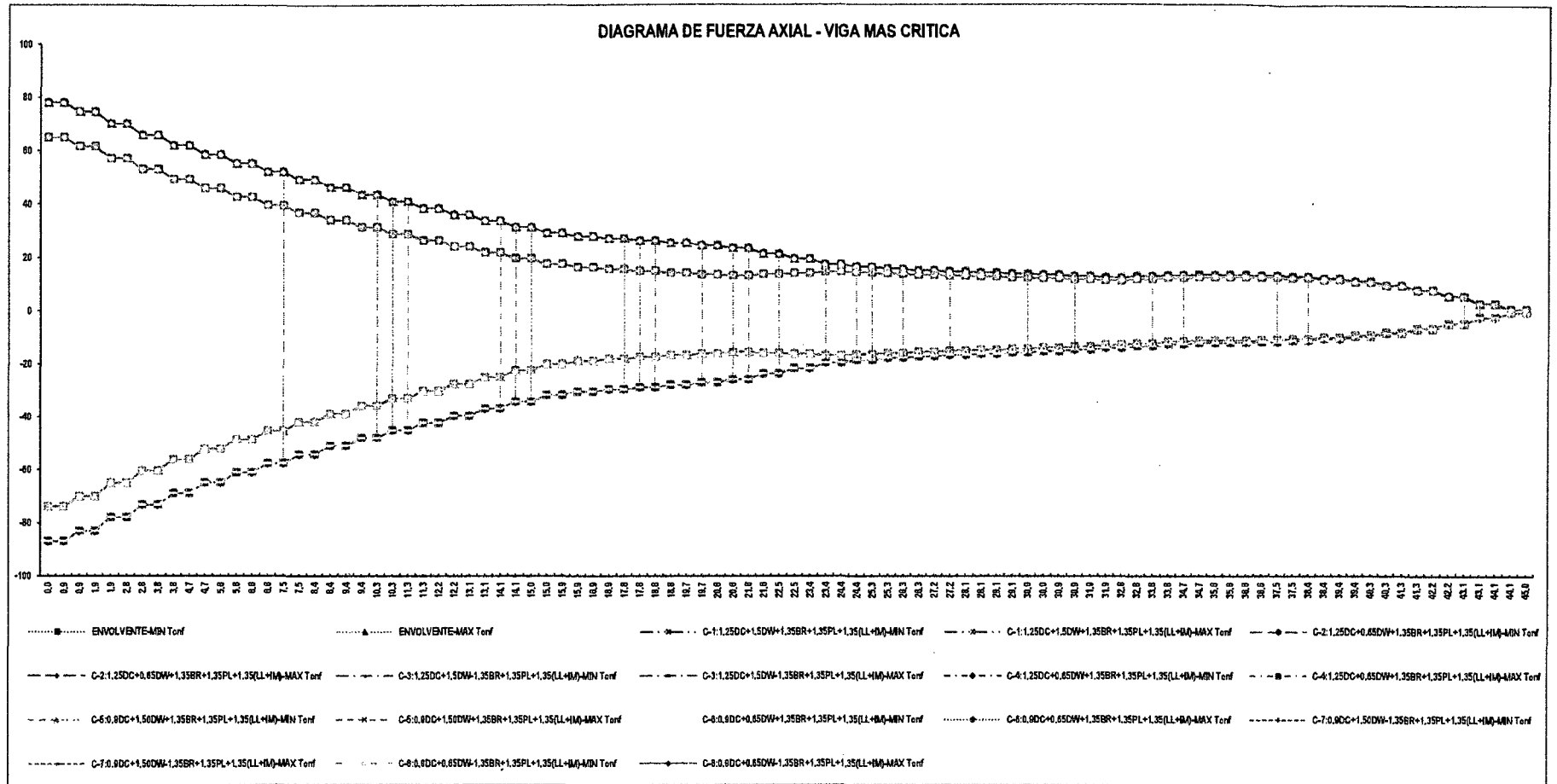
ANEXO N° 06: Diagrama de Momento Flector – Resistencia II

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR - VIGA MAS CRITICA



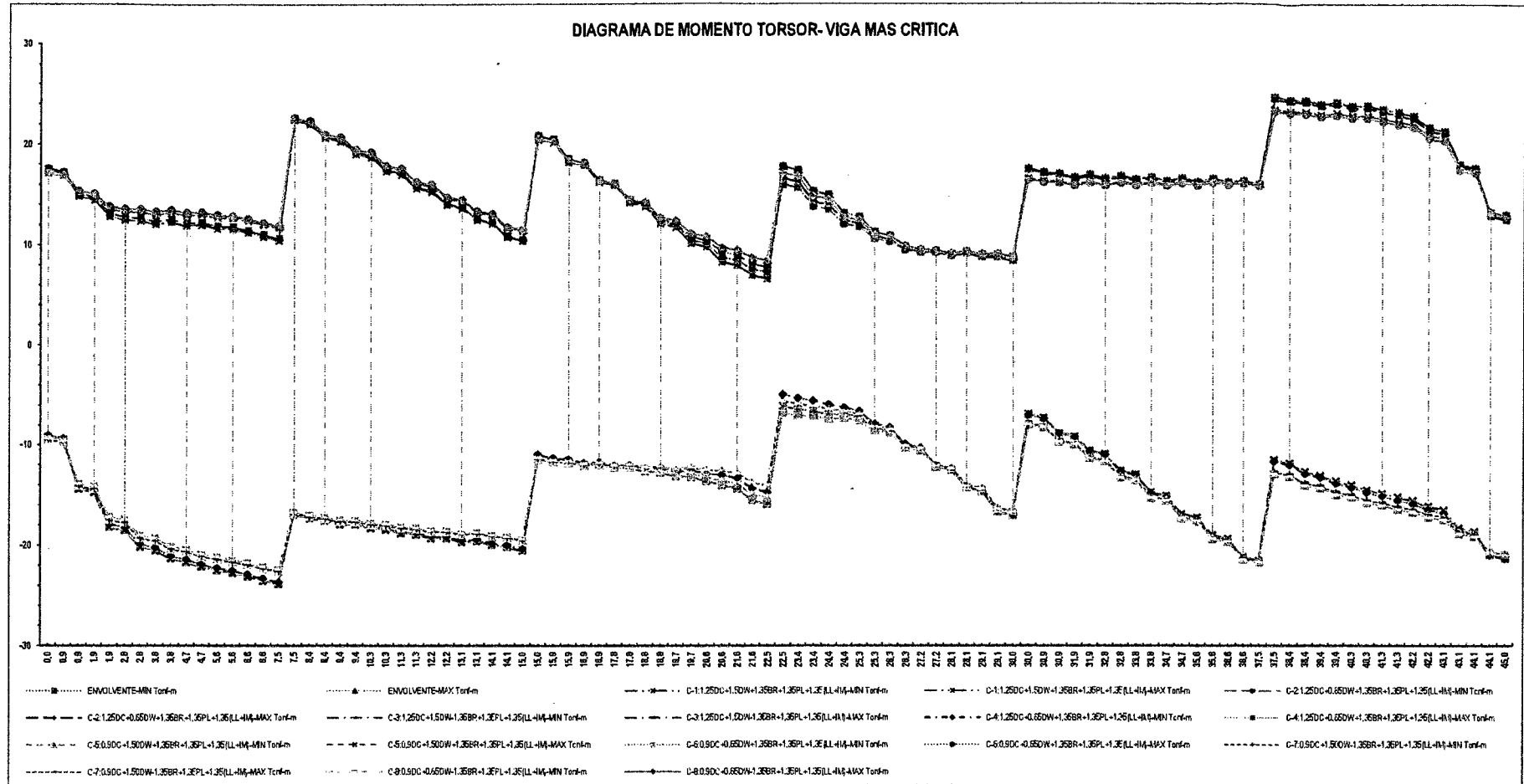
Primera Propuesta – Segundo Tramo

ANEXO Nº 07: Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia II



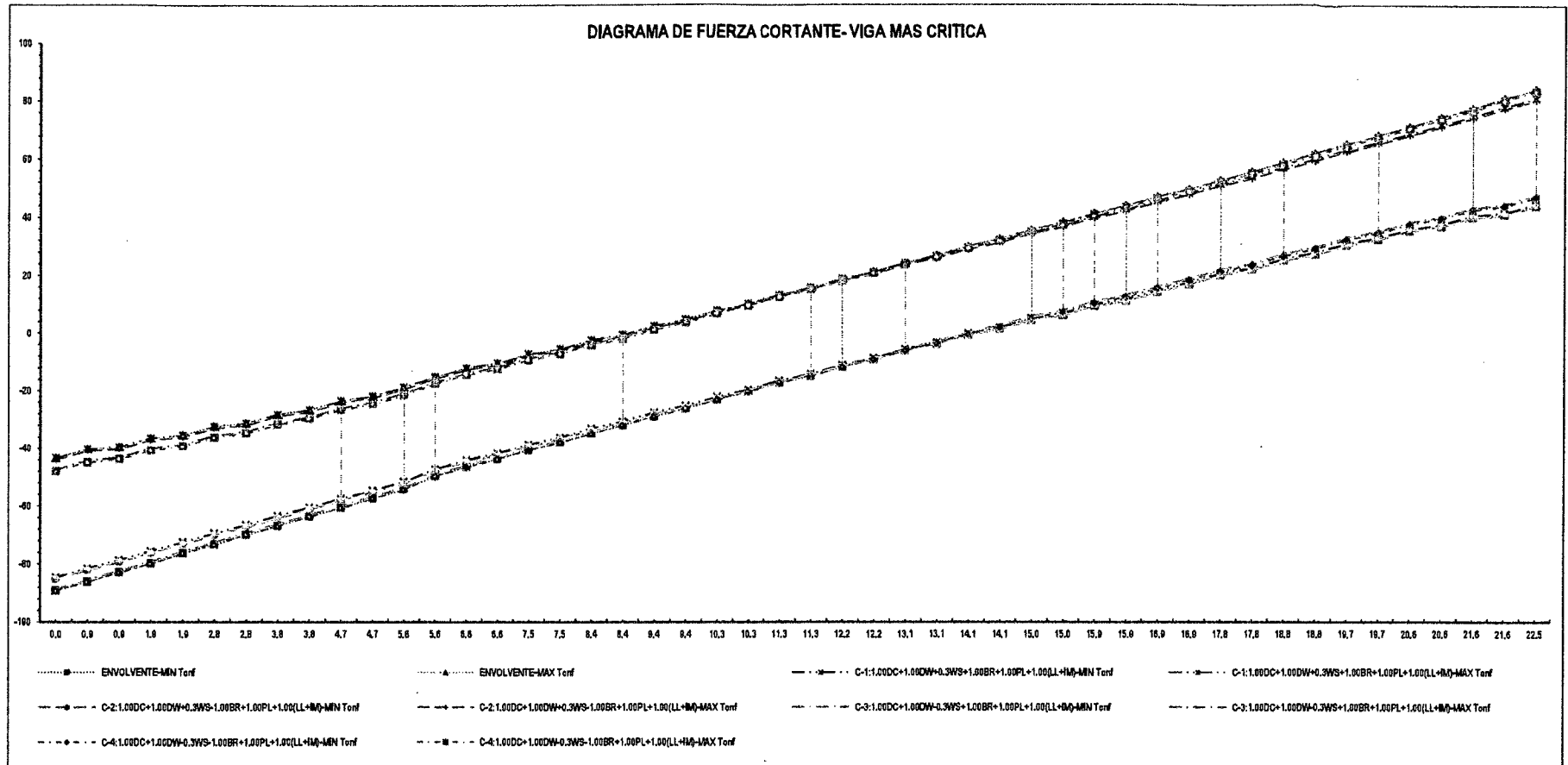
Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO N° 08: Diagrama de Momento Torsor – Resistencia II



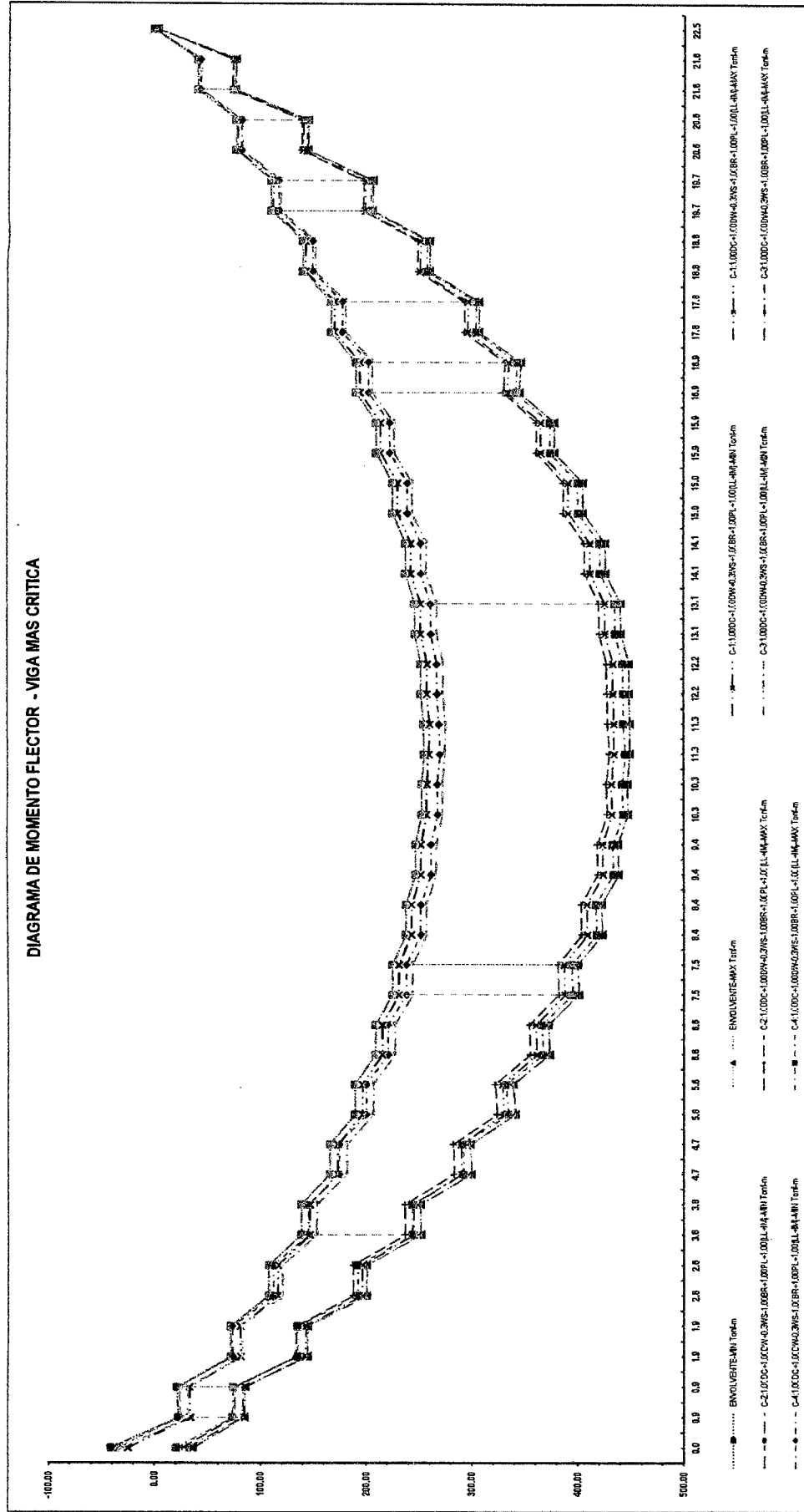
Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO Nº 09: Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I



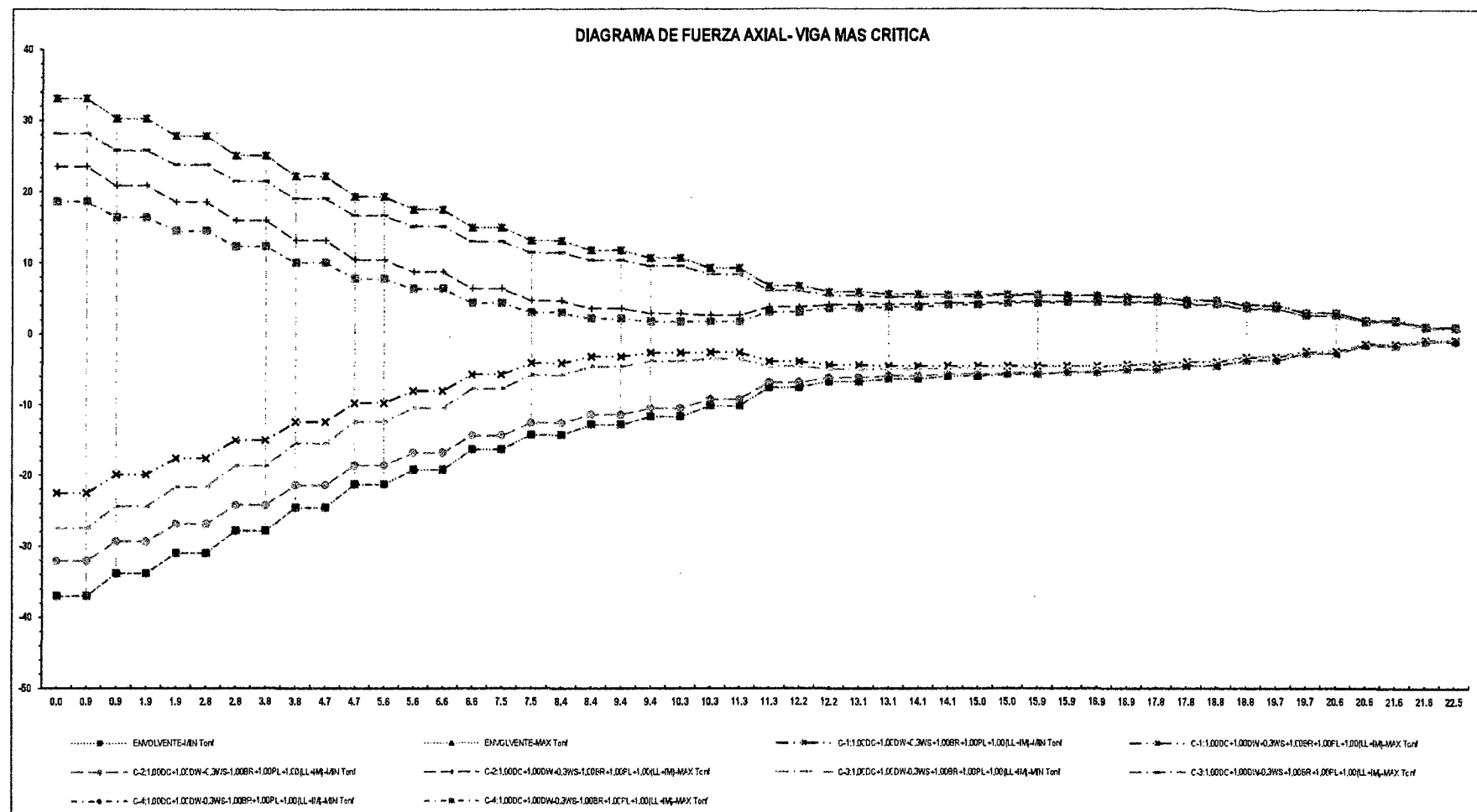
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO Nº 10: Diagrama de Momento Flector – Servicio I



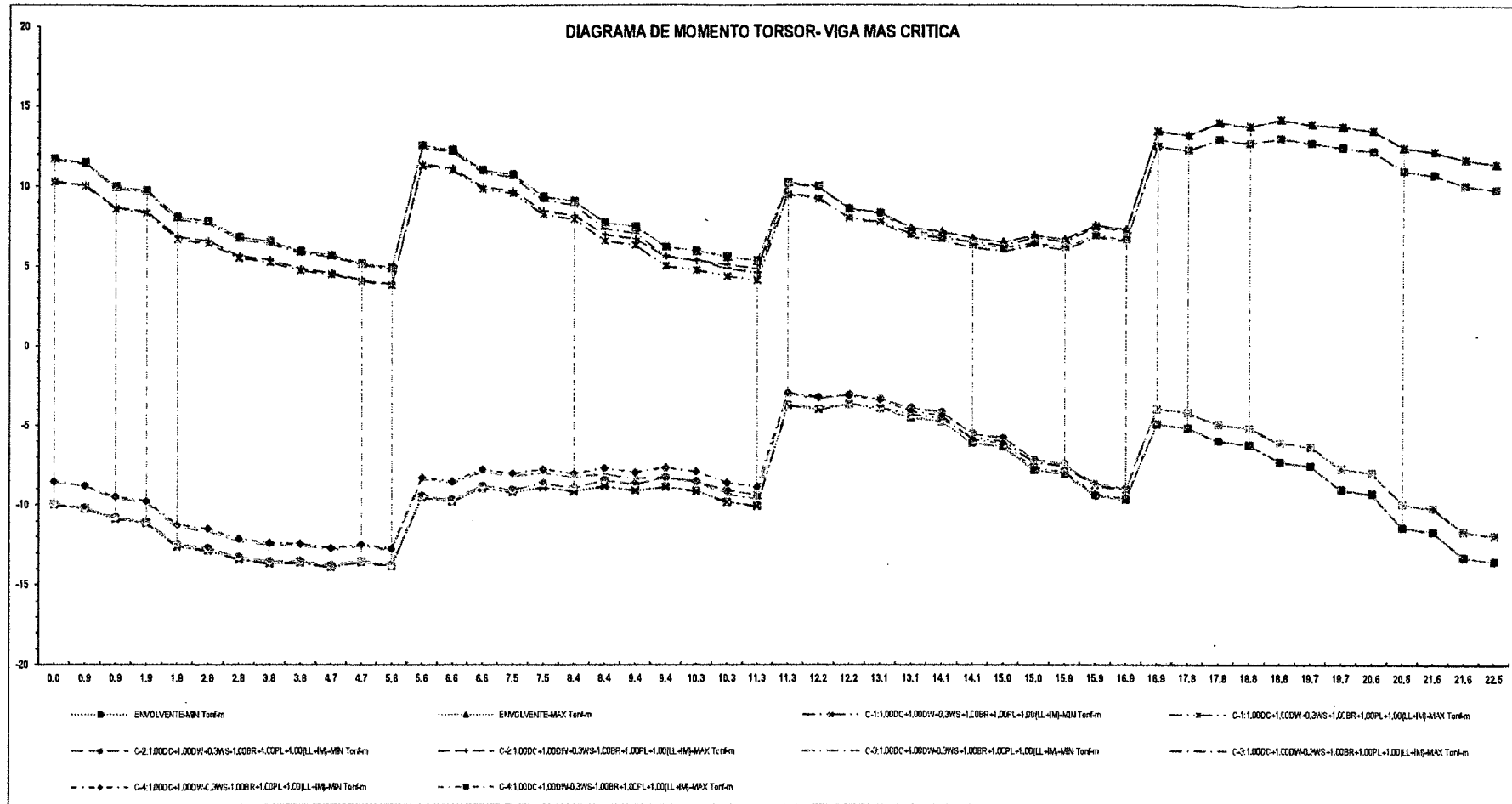
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO Nº 11: Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I



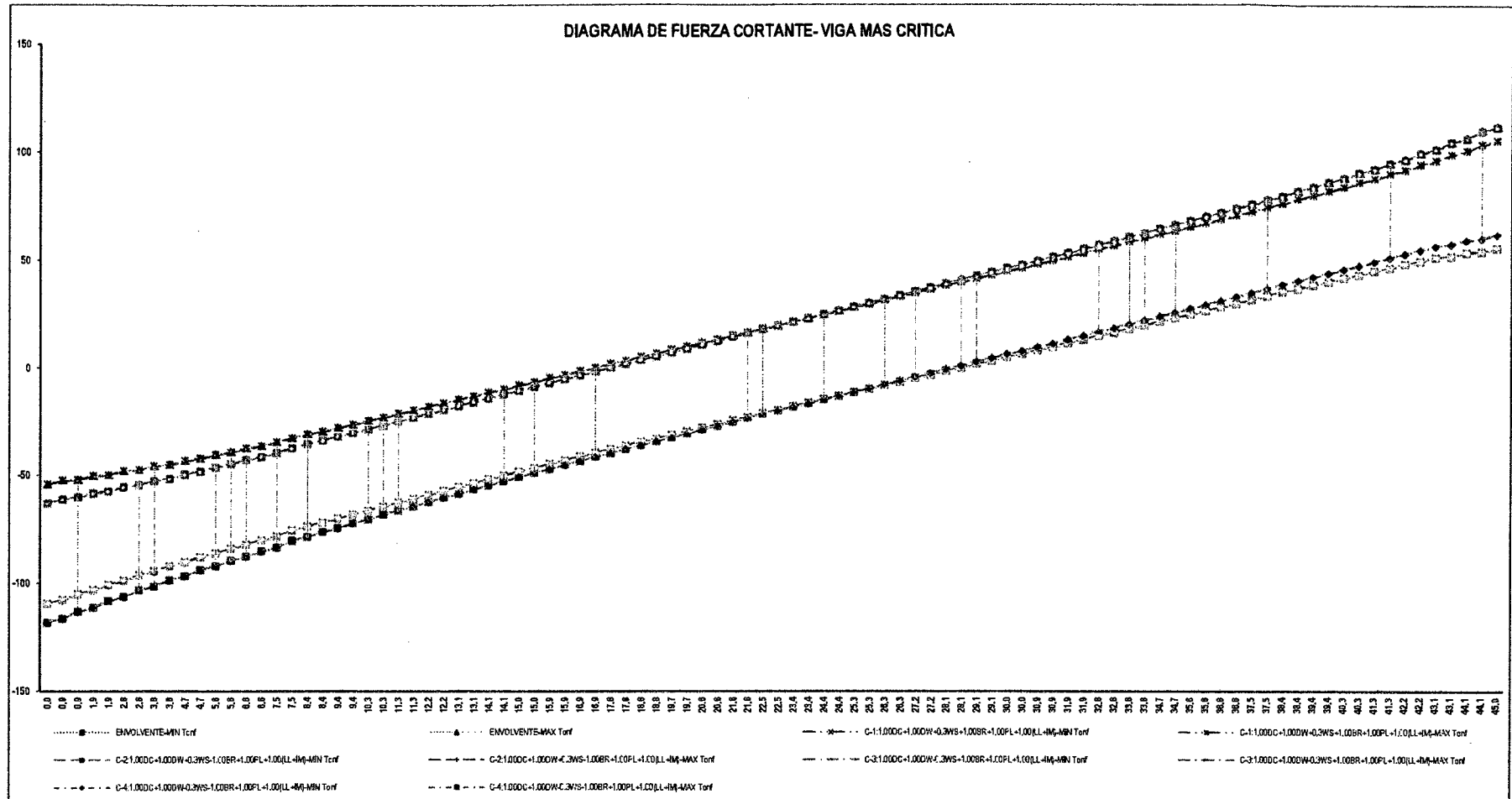
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO Nº 12: Diagrama de Momento Torsor – Servicio I



Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

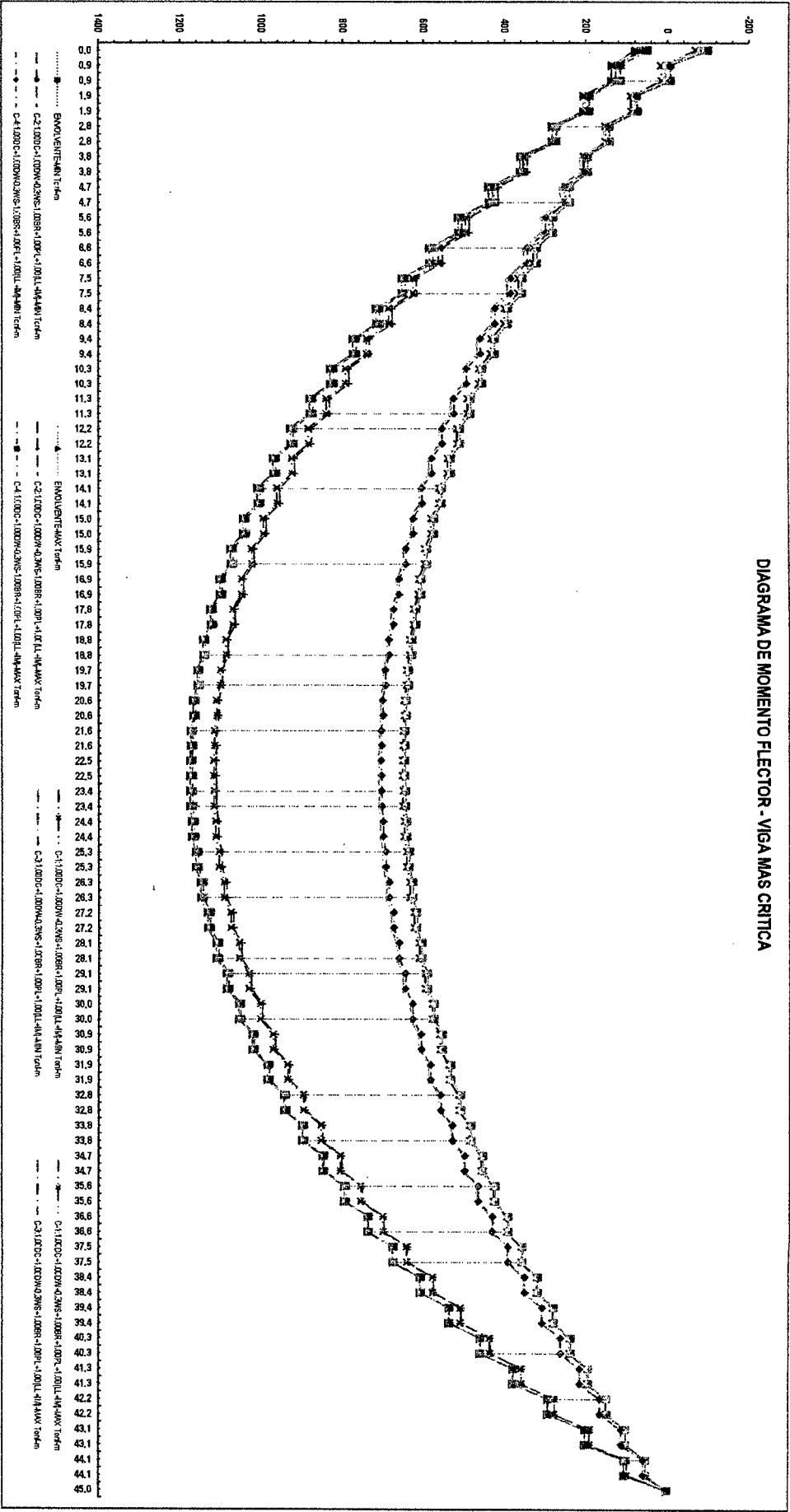
ANEXO N° 13: Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO N° 14: Diagrama de Momento Flector – Servicio I

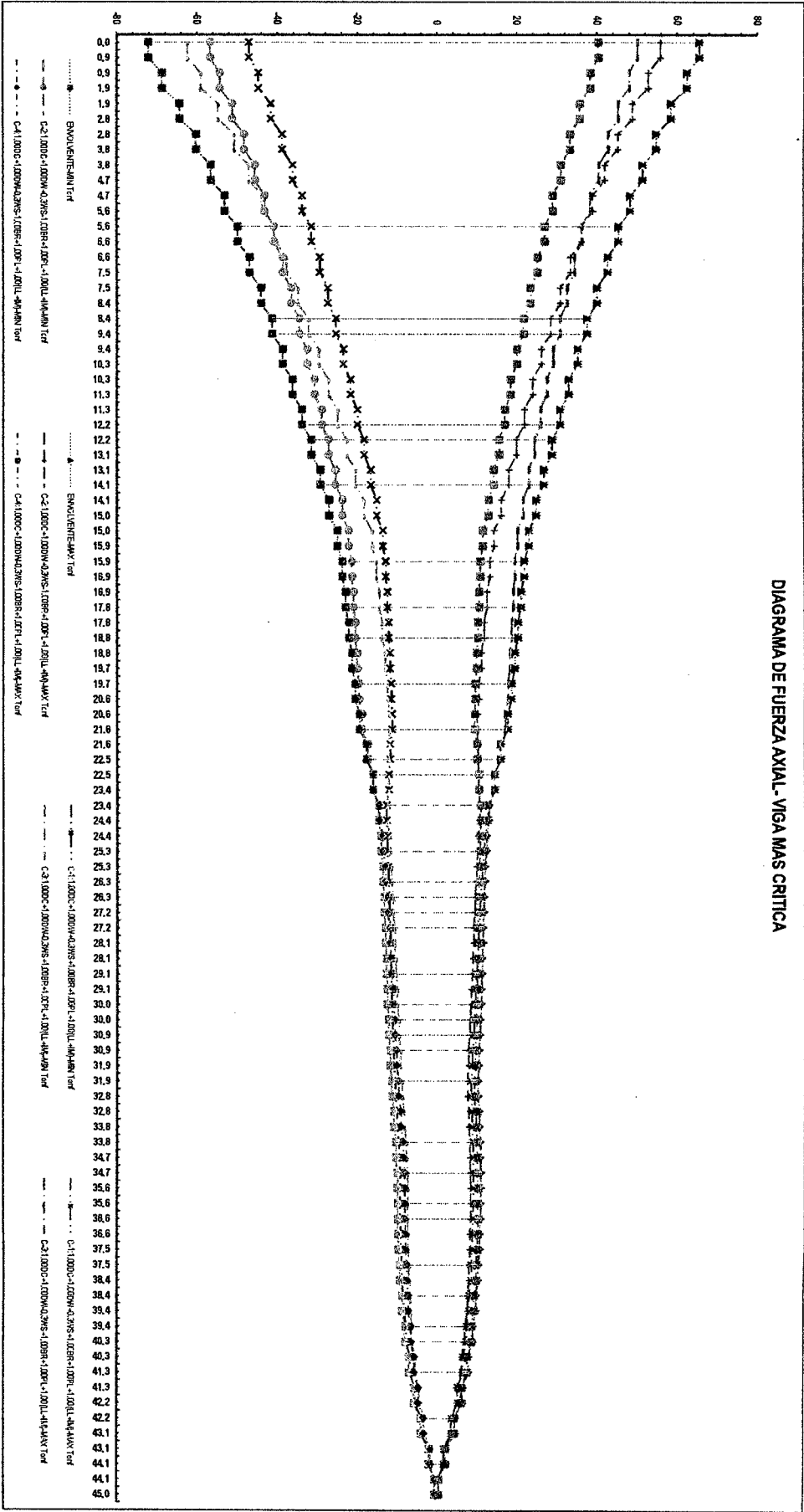
DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR - VIGA MAS CRITICA



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO Nº 15: Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I

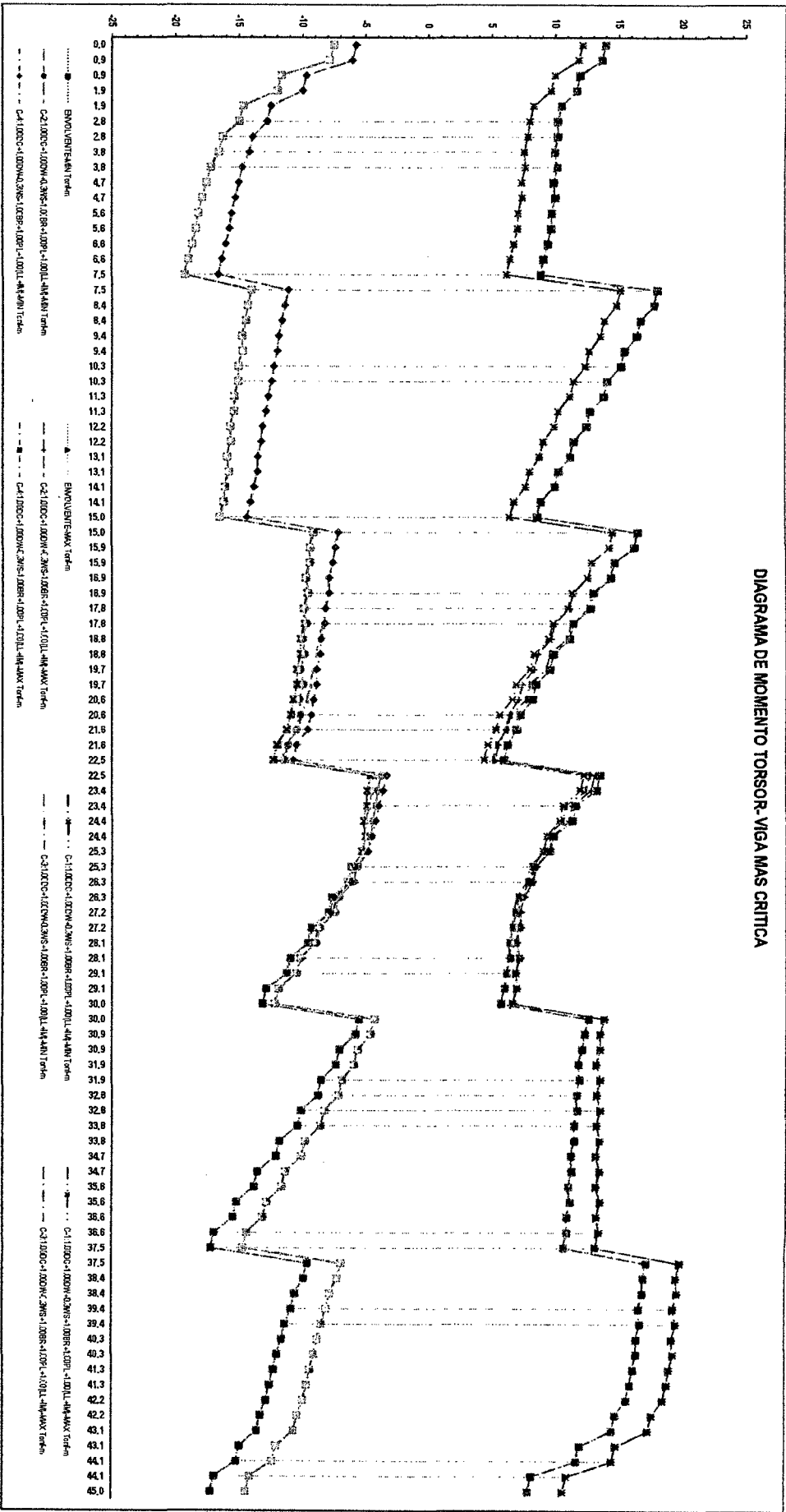
DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL-VIGA MAS CRITICA



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

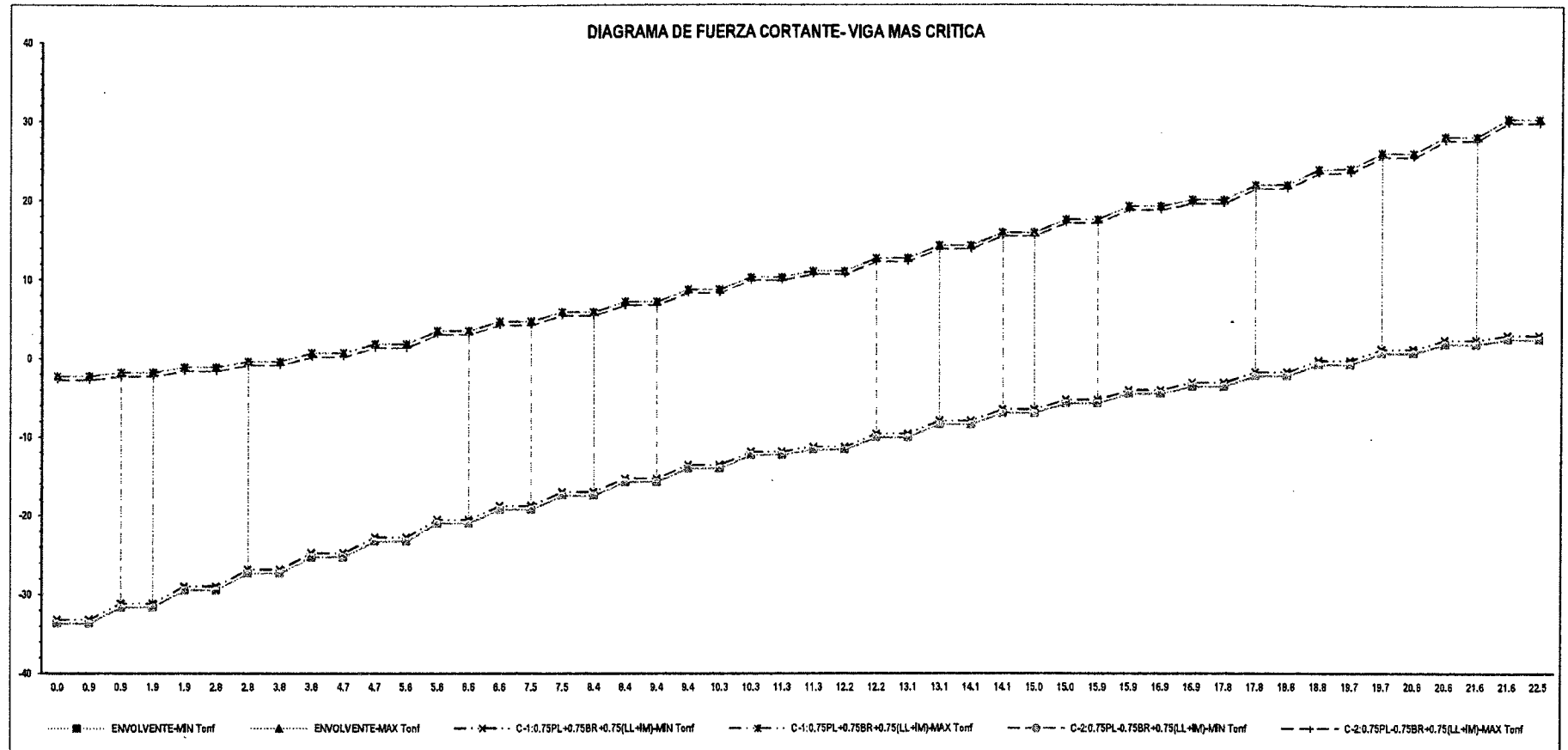
ANEXO Nº 16: Diagrama de Momento Torsor – Servicio I

DIAGRAMA DE MOMENTO TORSOR- VIGA MAS CRITICA



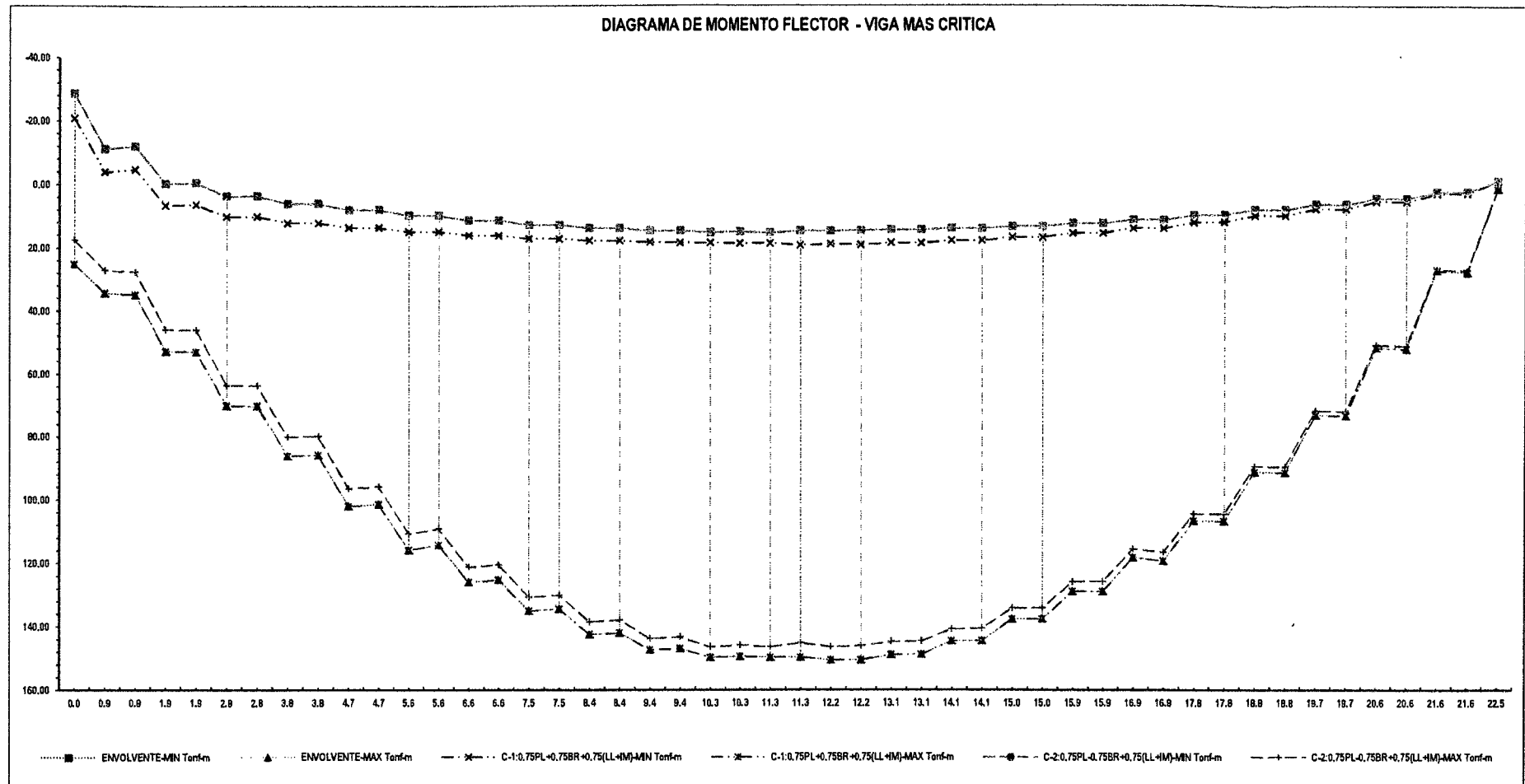
Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO N° 17: Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga



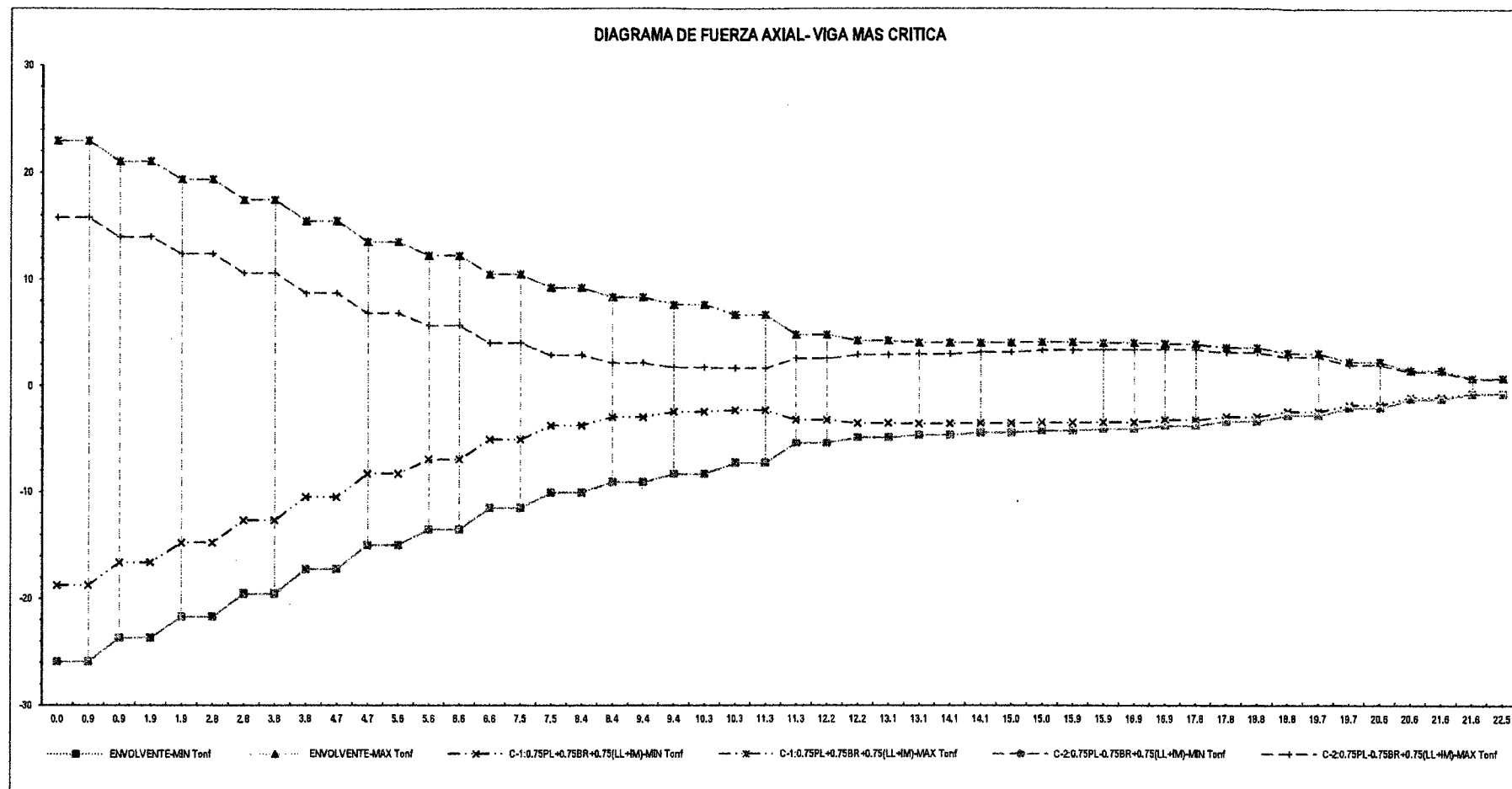
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO N° 18: Diagrama de Momento Flector – Fatiga



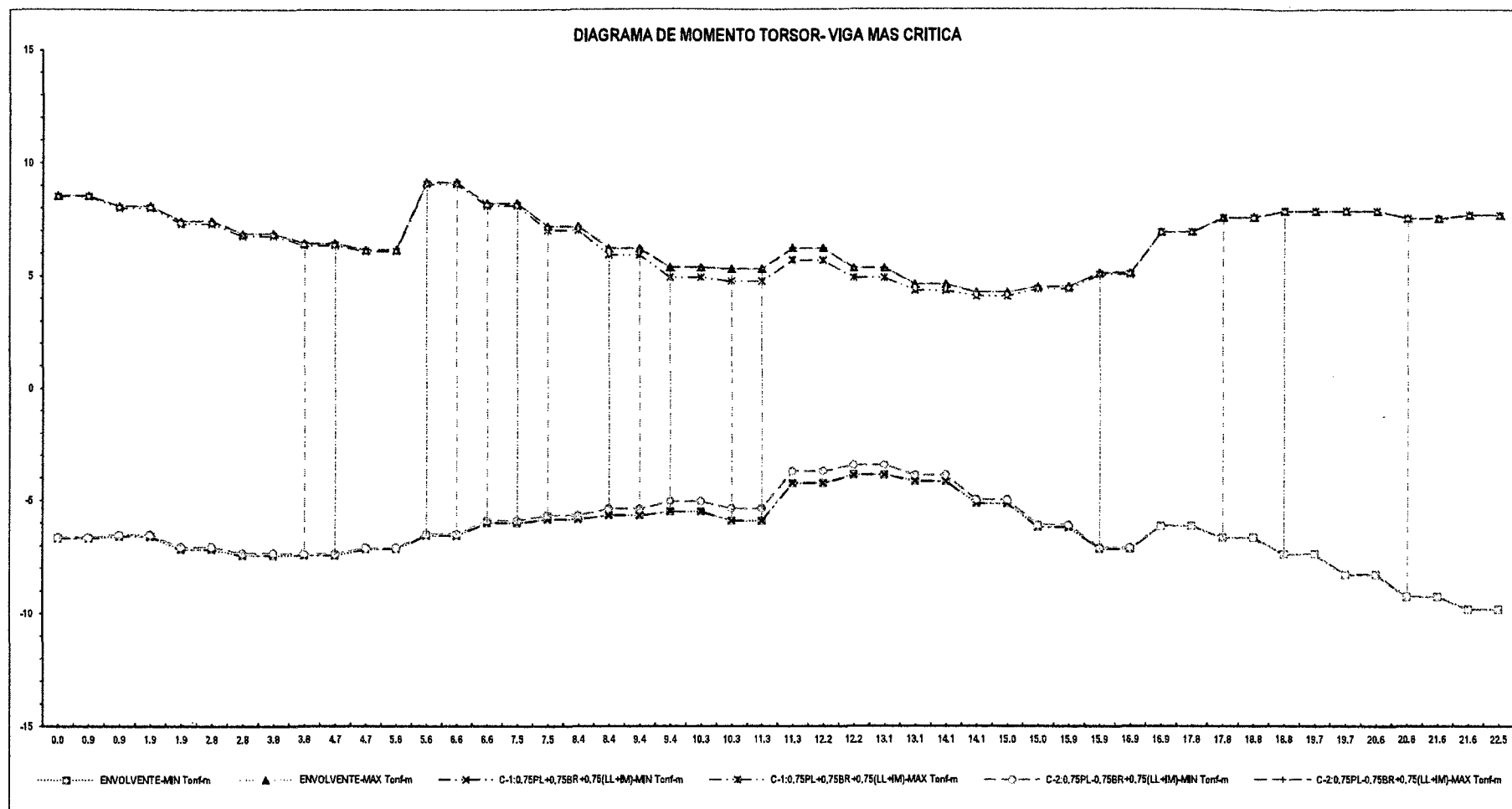
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO Nº 19: Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga



Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

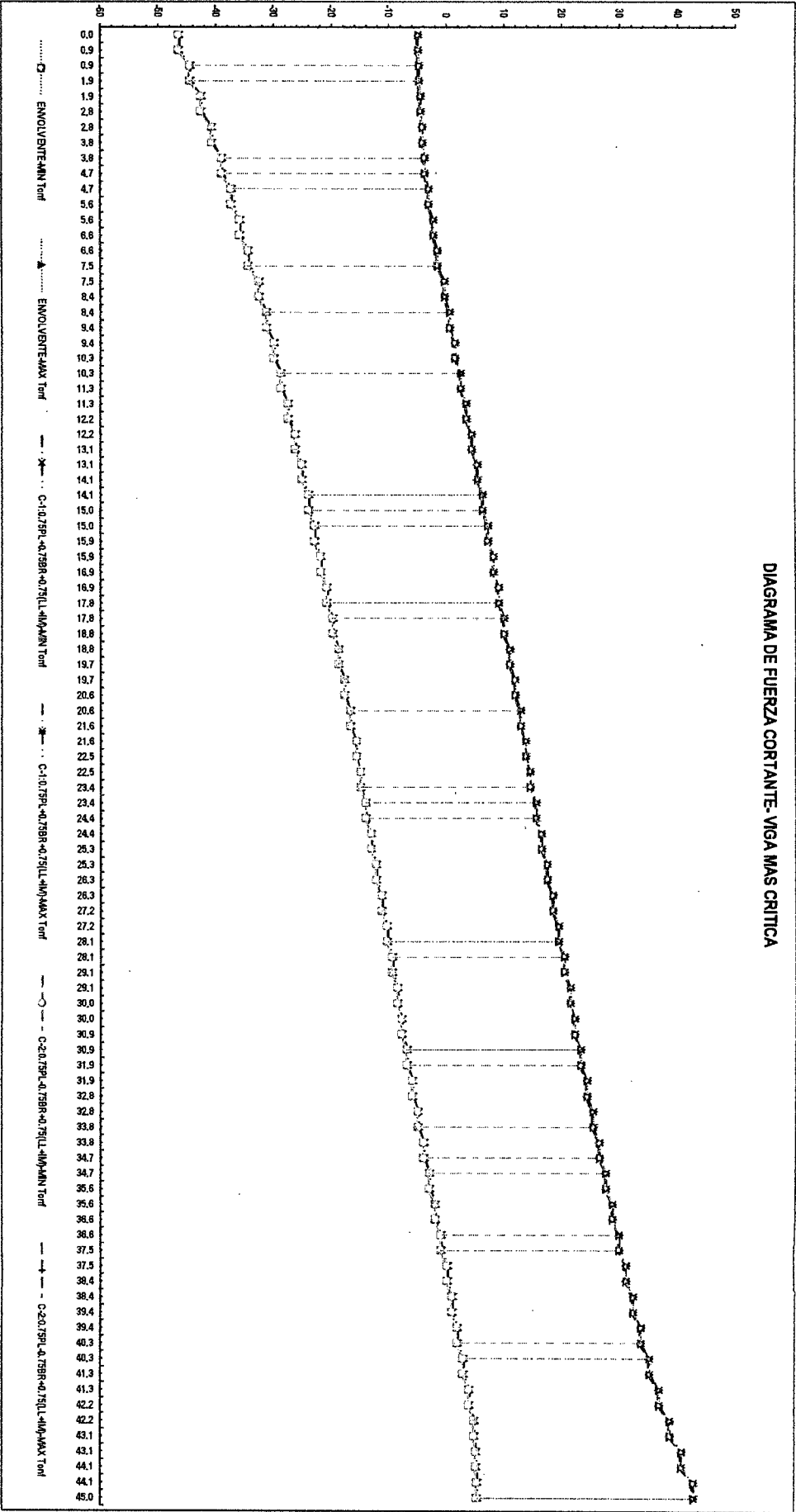
ANEXO Nº 20: Diagrama de Momento Torsor – Fatiga



Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO N° 21: Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga

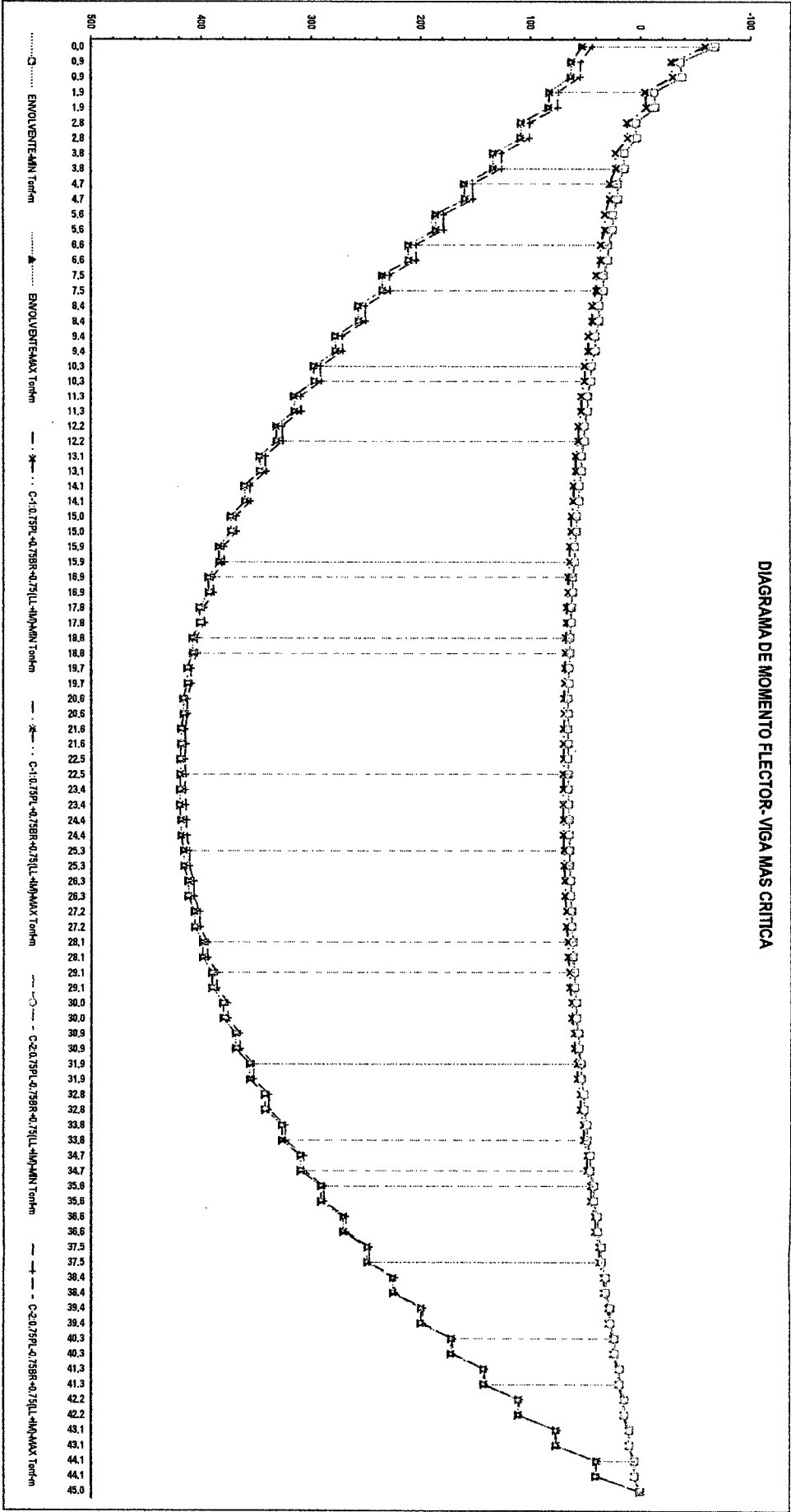
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE- VIGA MAS CRITICA



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO Nº 22: Diagrama de Momento Flector – Fatiga

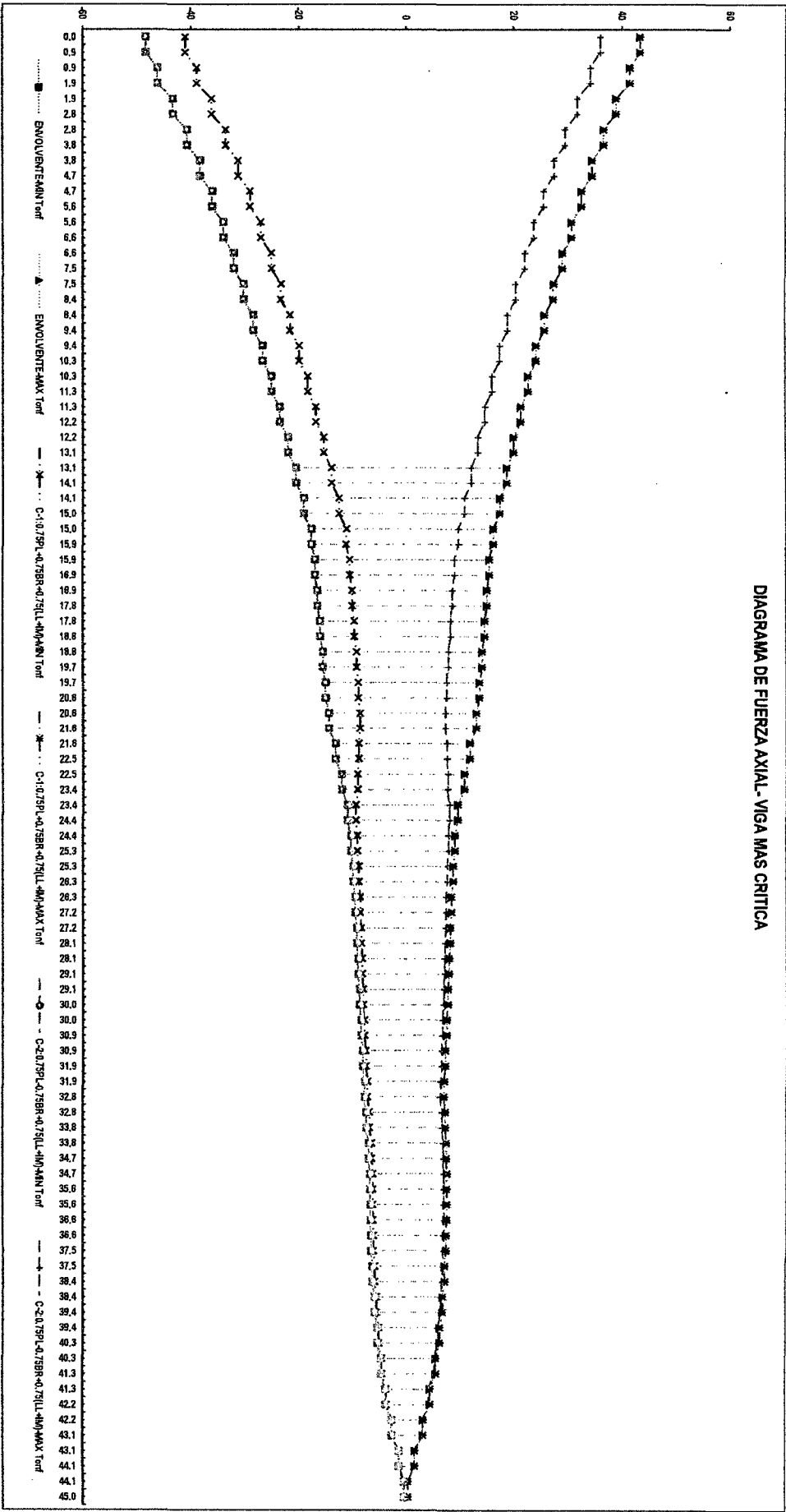
DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR-VIGA MAS CRITICA



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO Nº 23: Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga

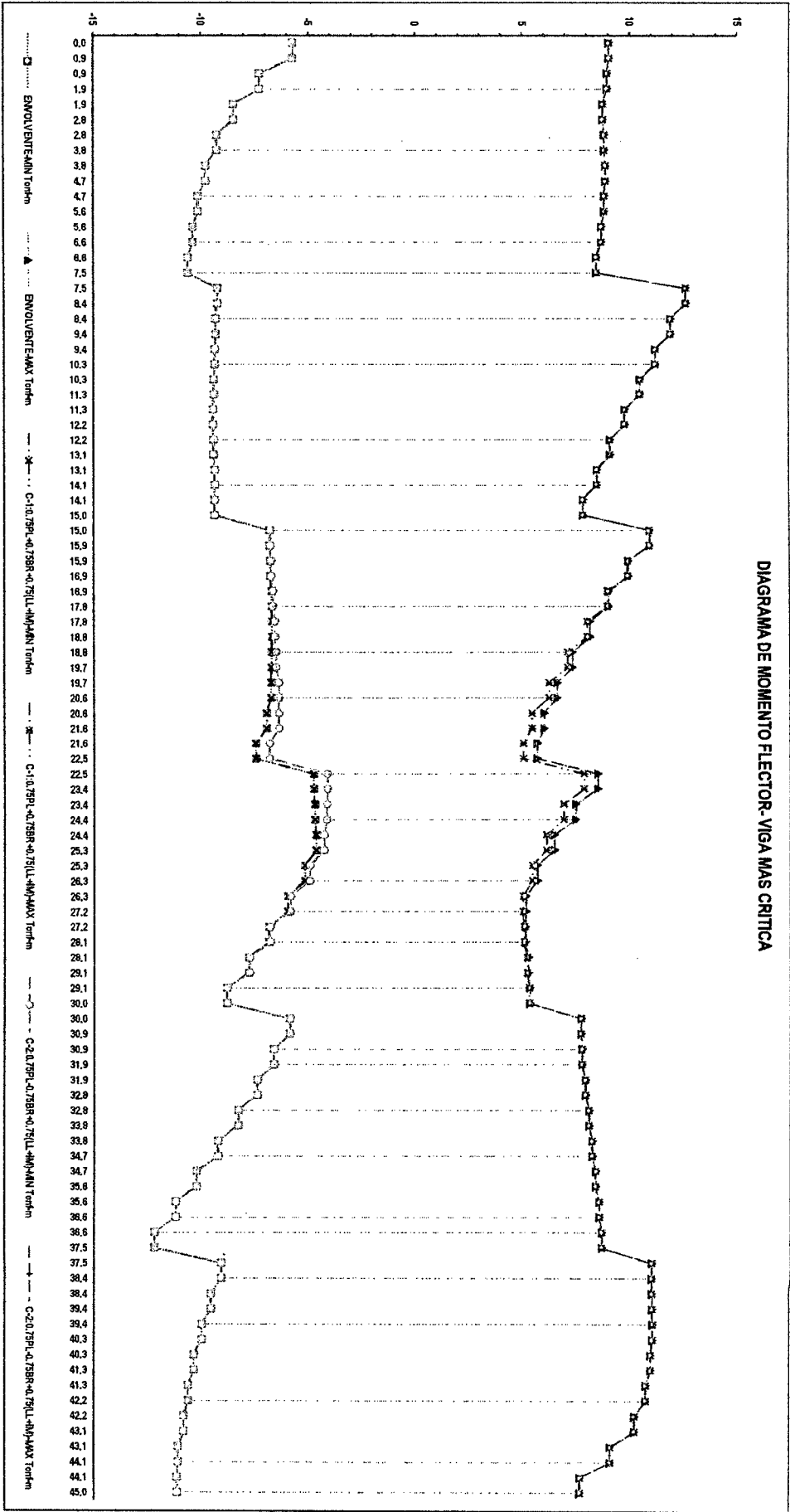
DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL-VIGA MAS CRITICA



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

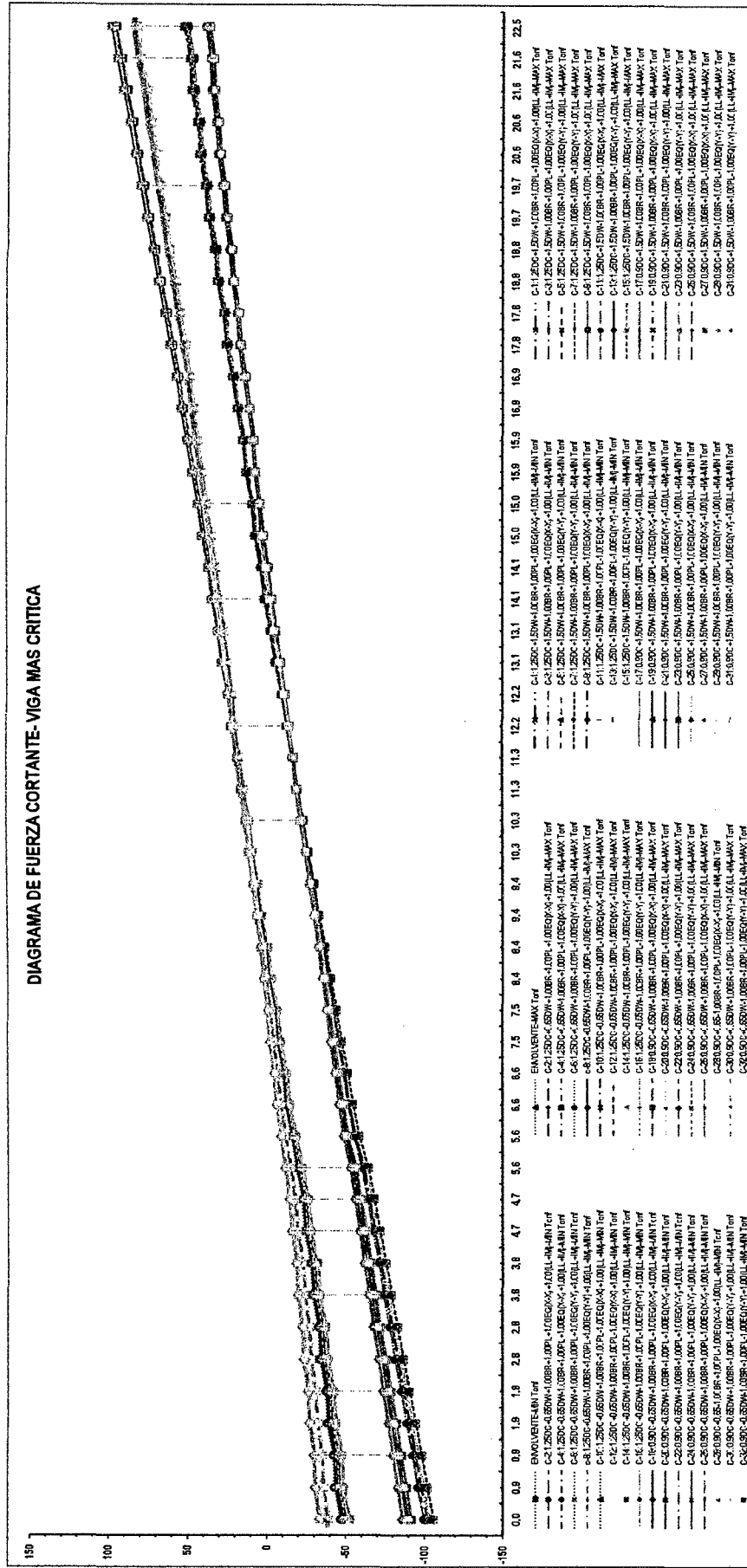
ANEXO Nº 24: Diagrama de Momento Flector – Fatiga

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR-VIGA MAS CRITICA



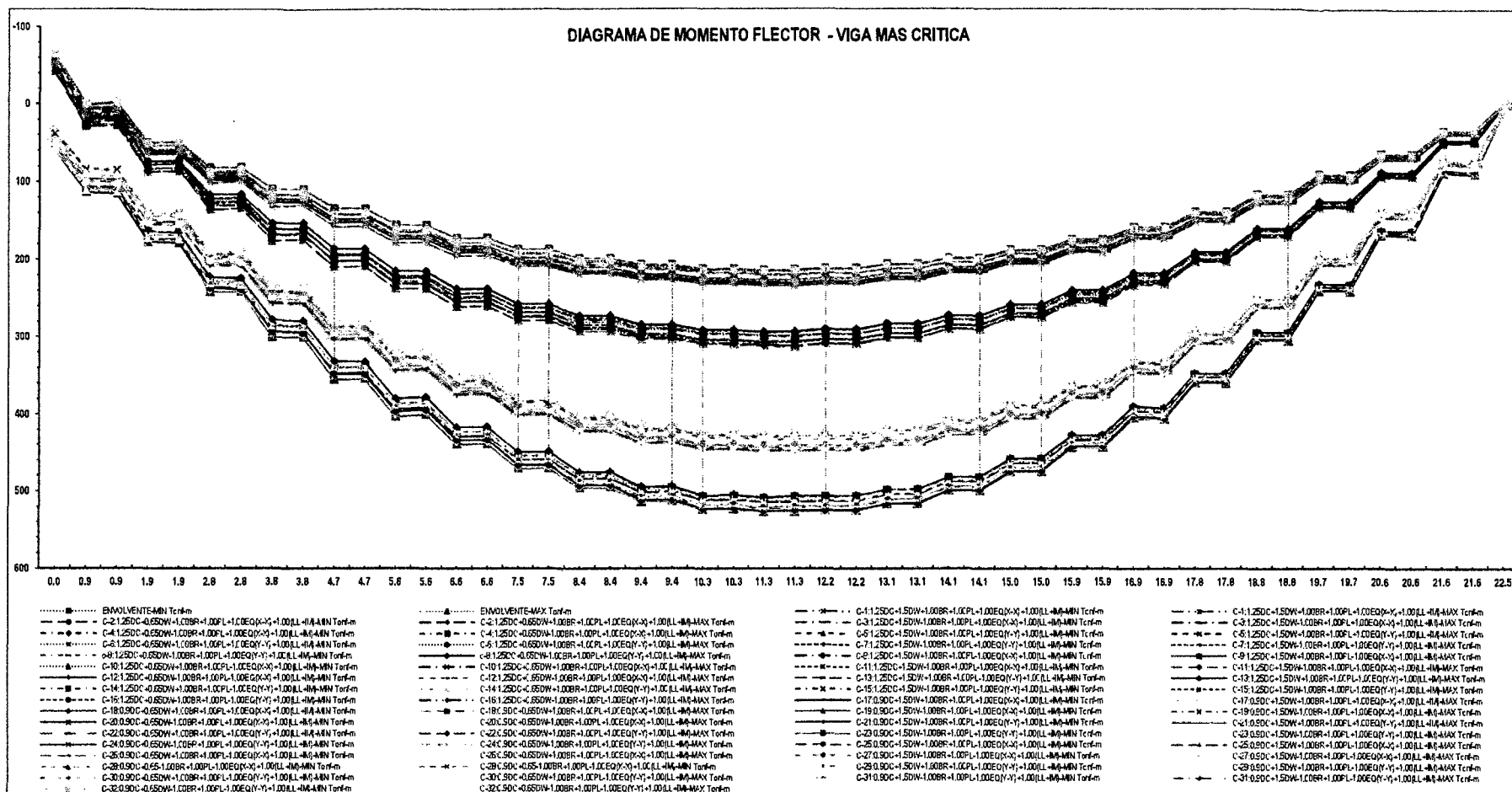
Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO Nº 25: Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I



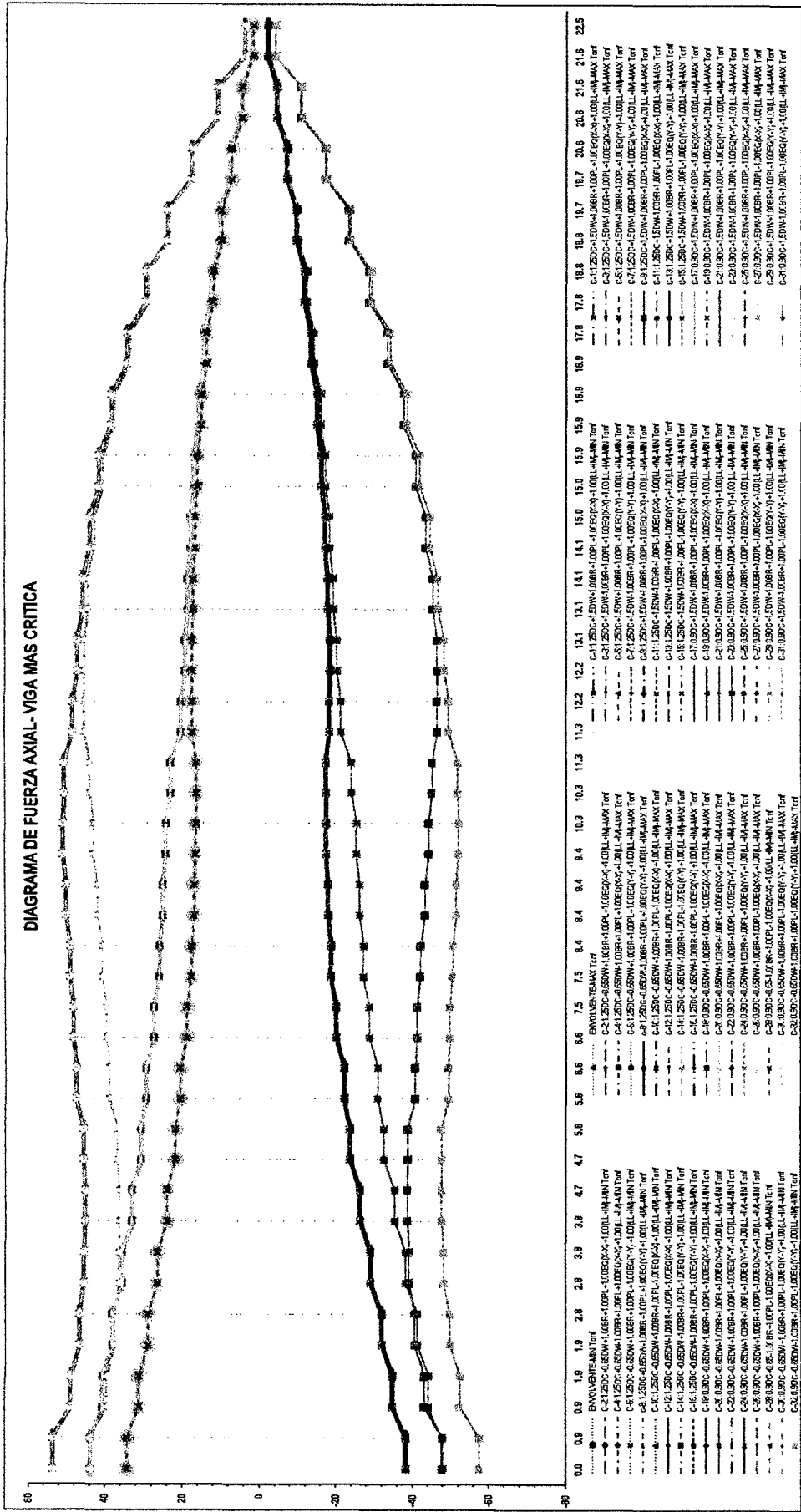
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO Nº 26: Diagrama de Momento Flector – Evento Extremo I



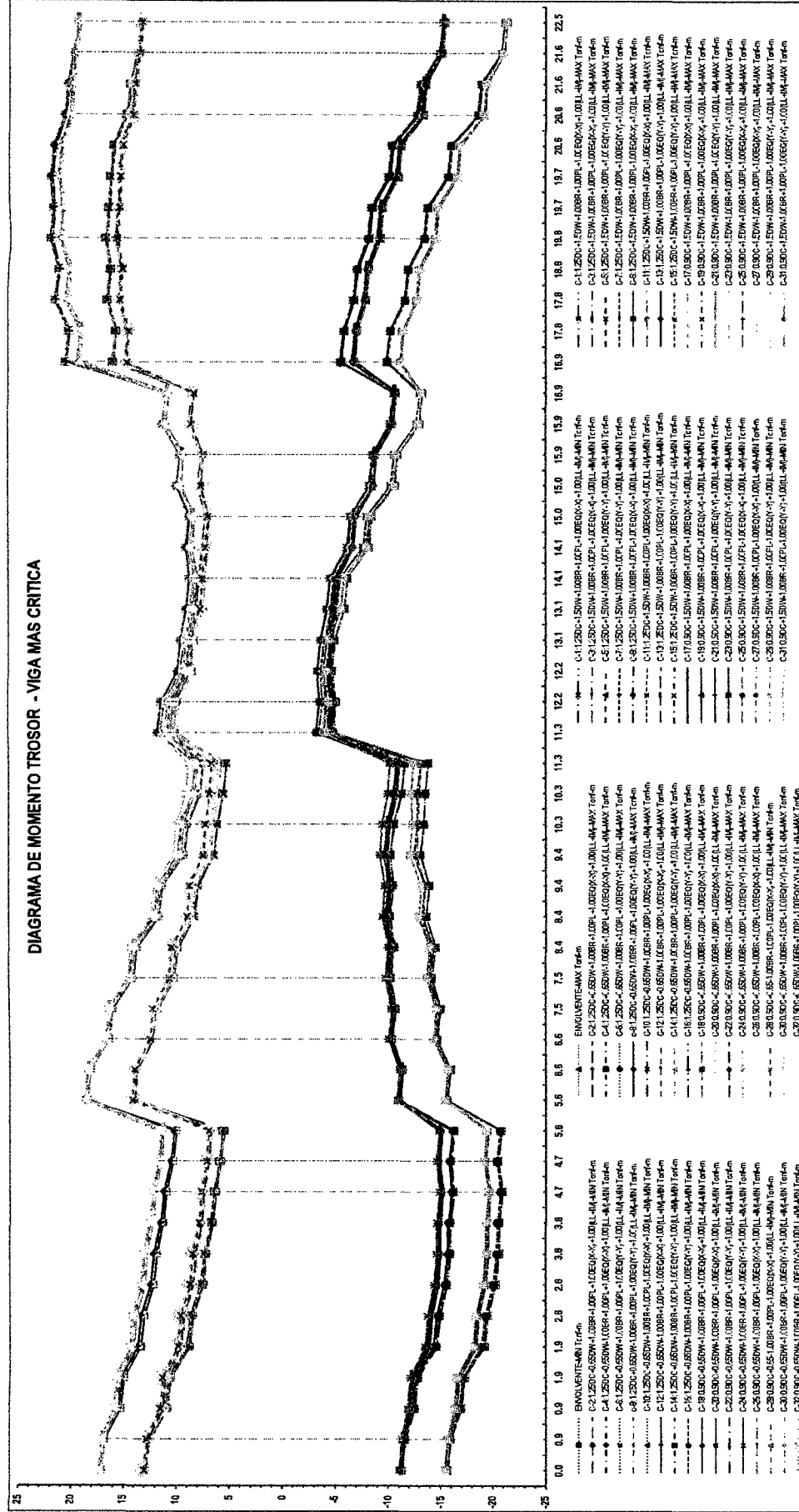
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO N° 27: Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo I



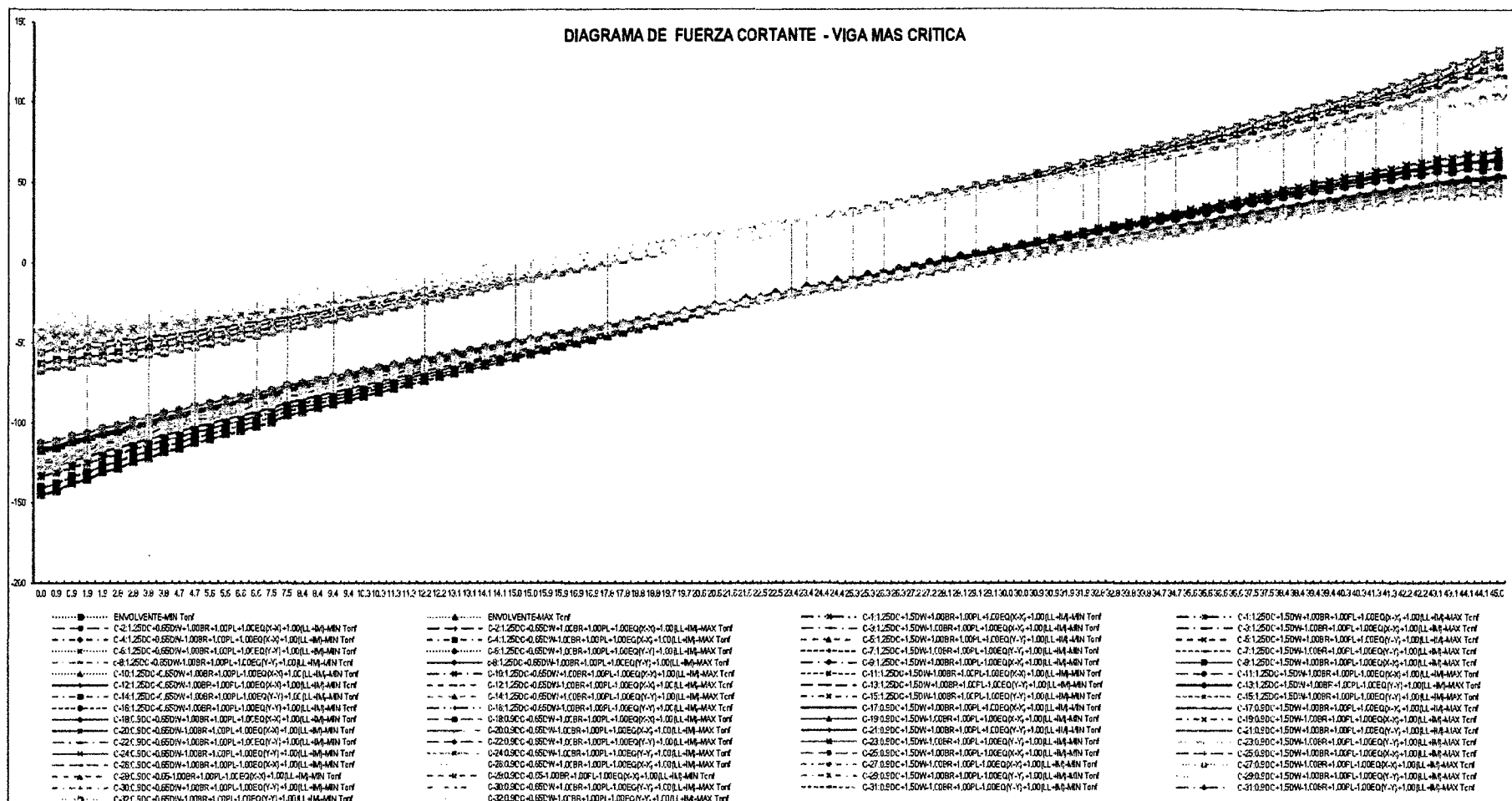
Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

ANEXO Nº 28: Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo I



Primera Propuesta – Primer y Tercer Tramo.

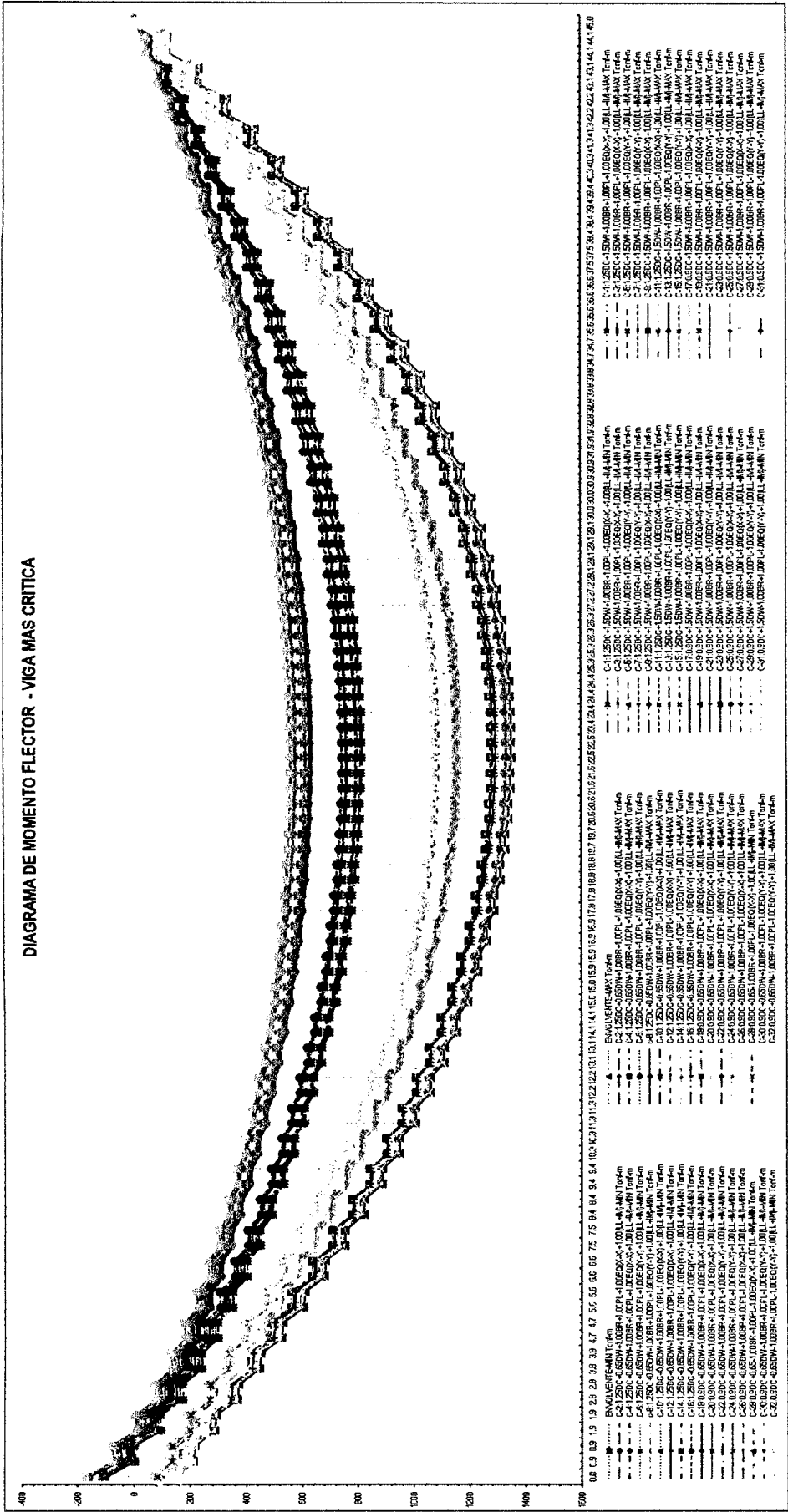
ANEXO N° 29: Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

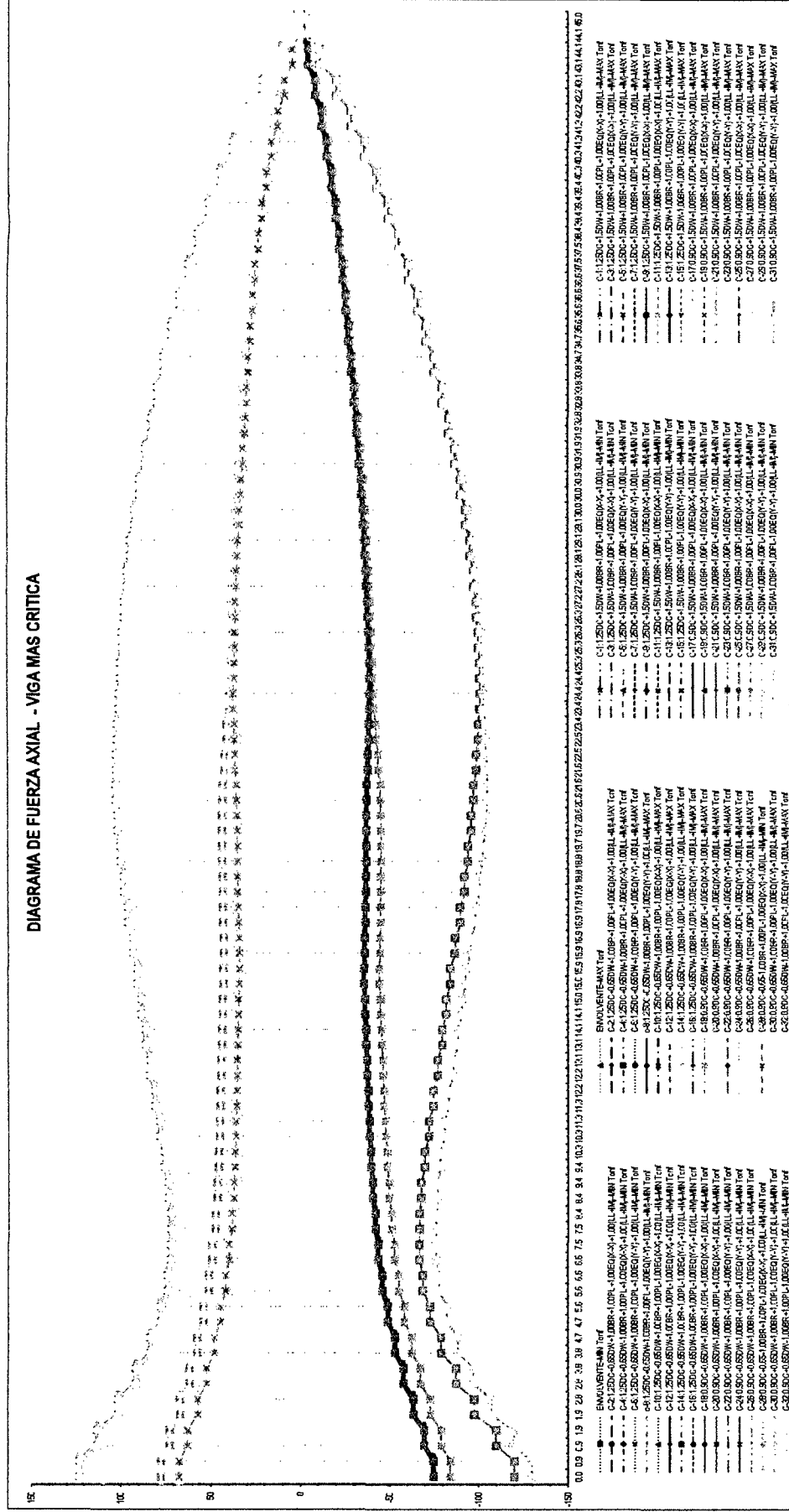
ANEXO Nº 30: Diagrama de Momento Flector – Evento Extremo I

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR - VIGA MAS CRITICA



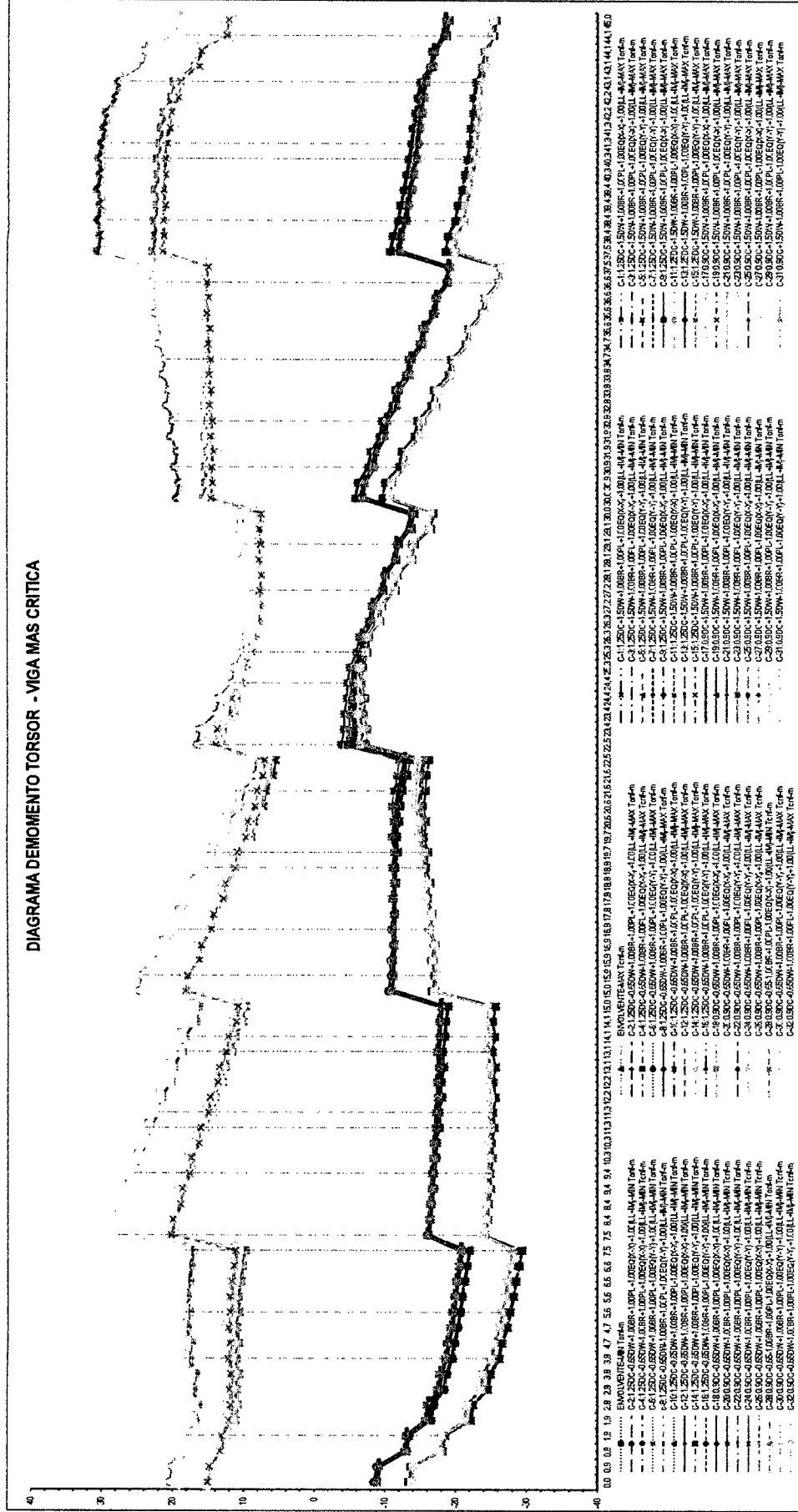
Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO N° 31: Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo I



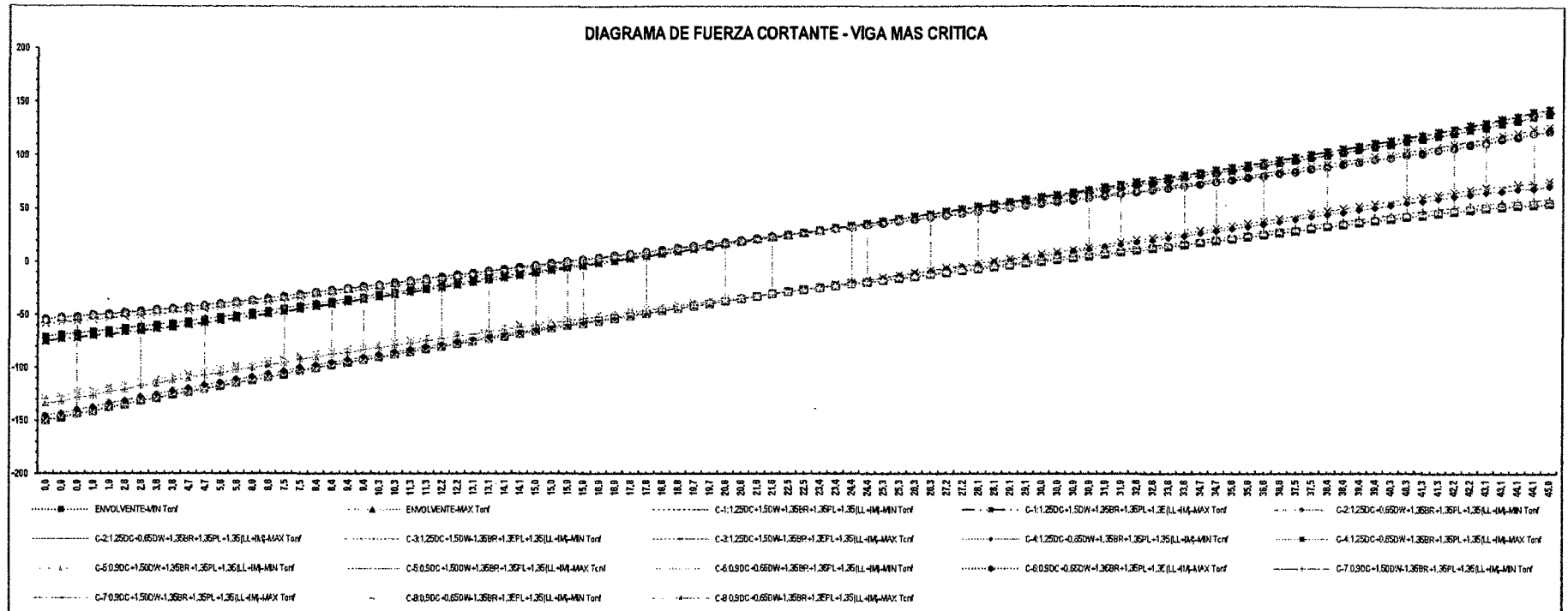
Primera Propuesta – Segundo Tramo.

ANEXO Nº 32: Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo I



Primera Propuesta – Segundo Tramo.

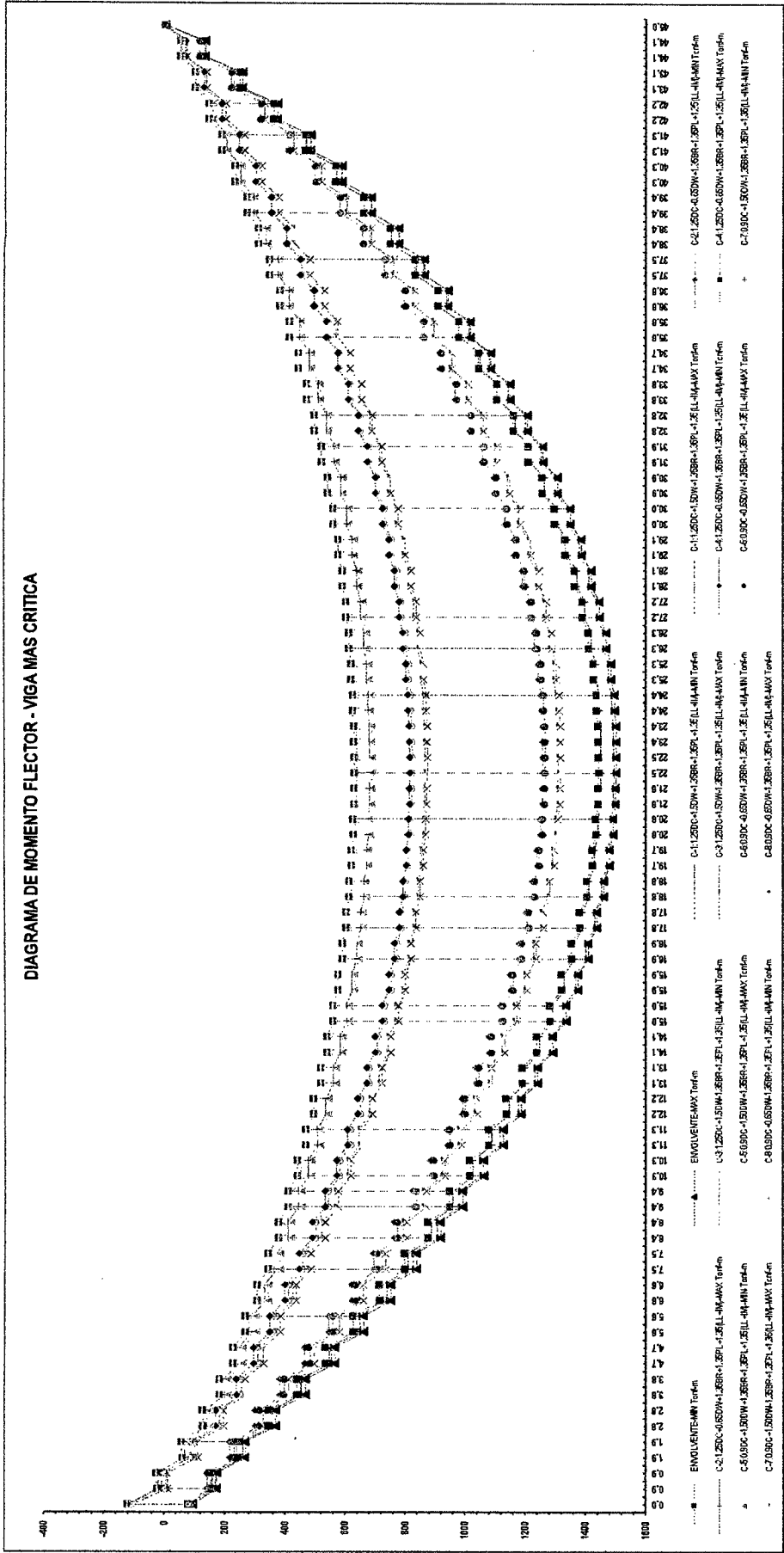
ANEXO Nº 33: Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia II



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

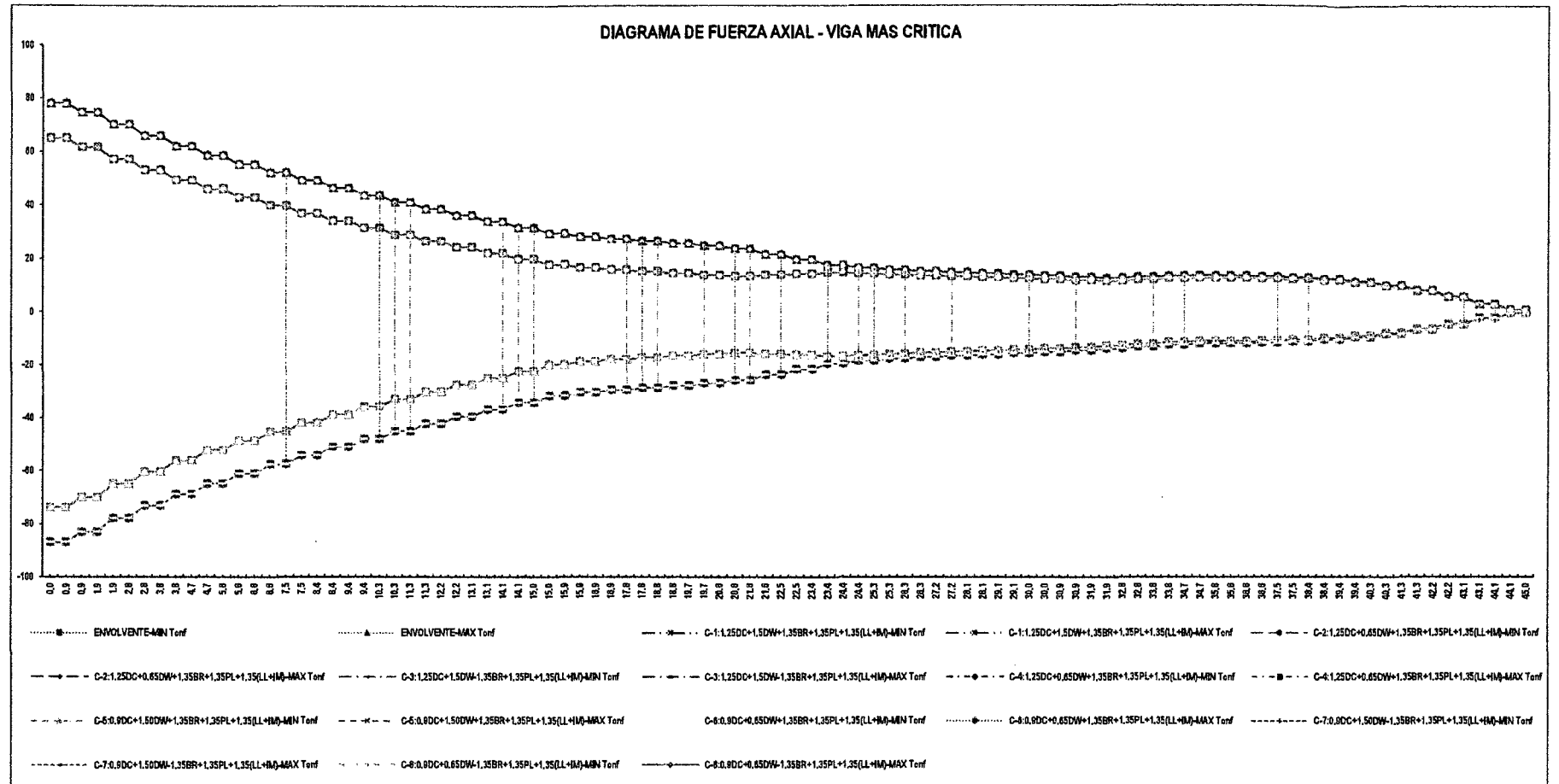
ANEXO N° 34: Diagrama de Momento Flector – Resistencia II

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR - VIGA MAS CRITICA



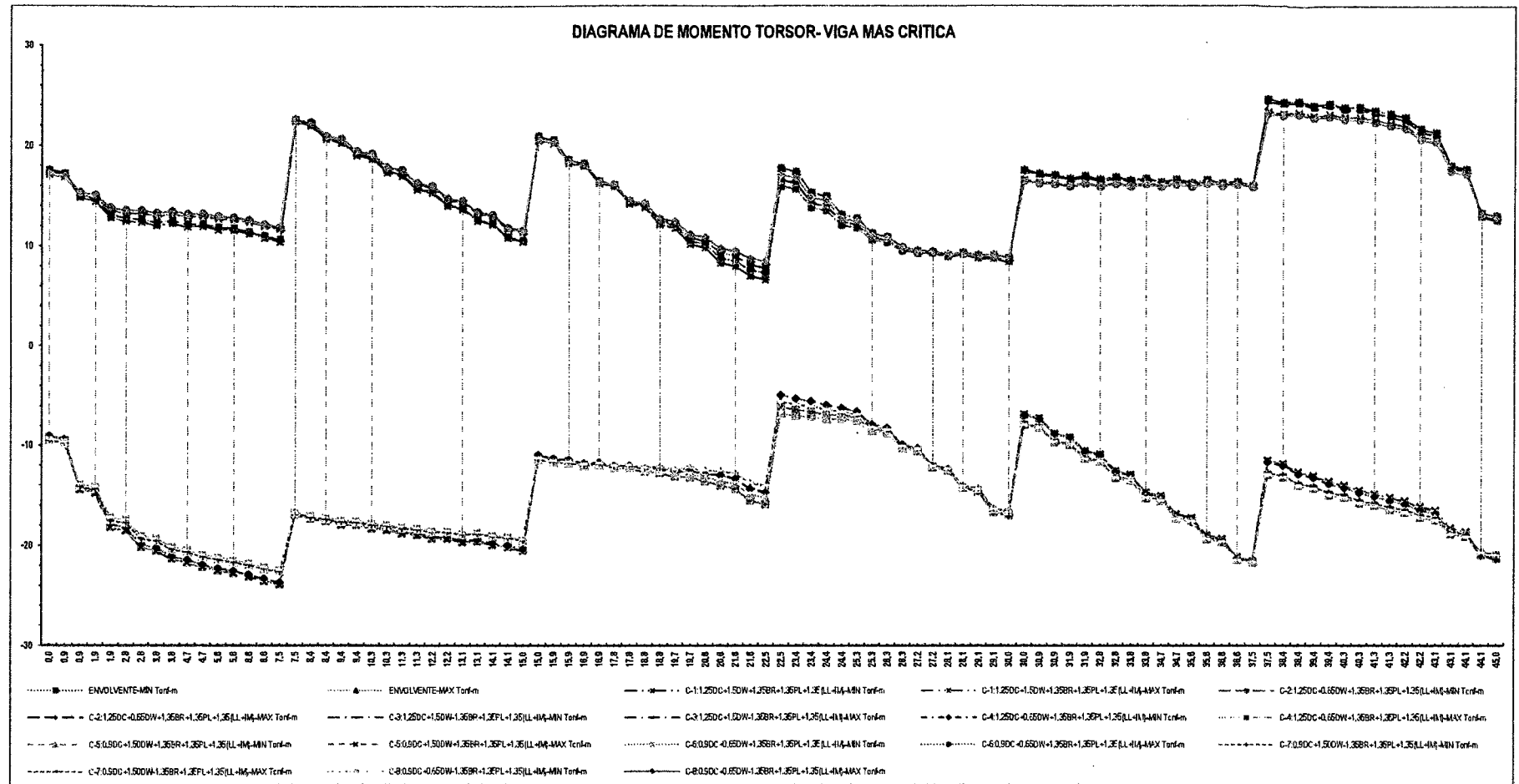
Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO Nº 35: Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia II



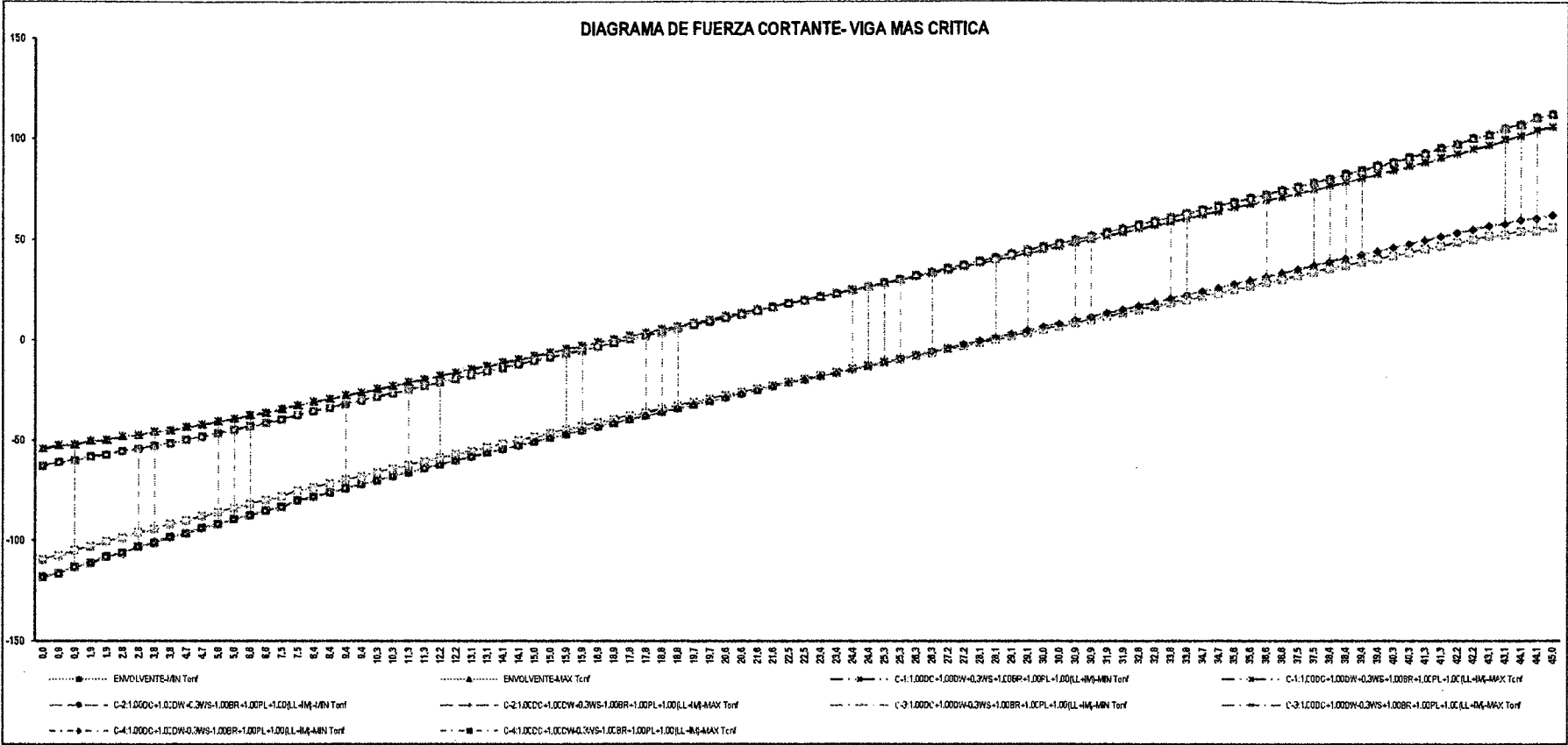
Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO Nº 36: Diagrama de Momento Torsor – Resistencia II



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

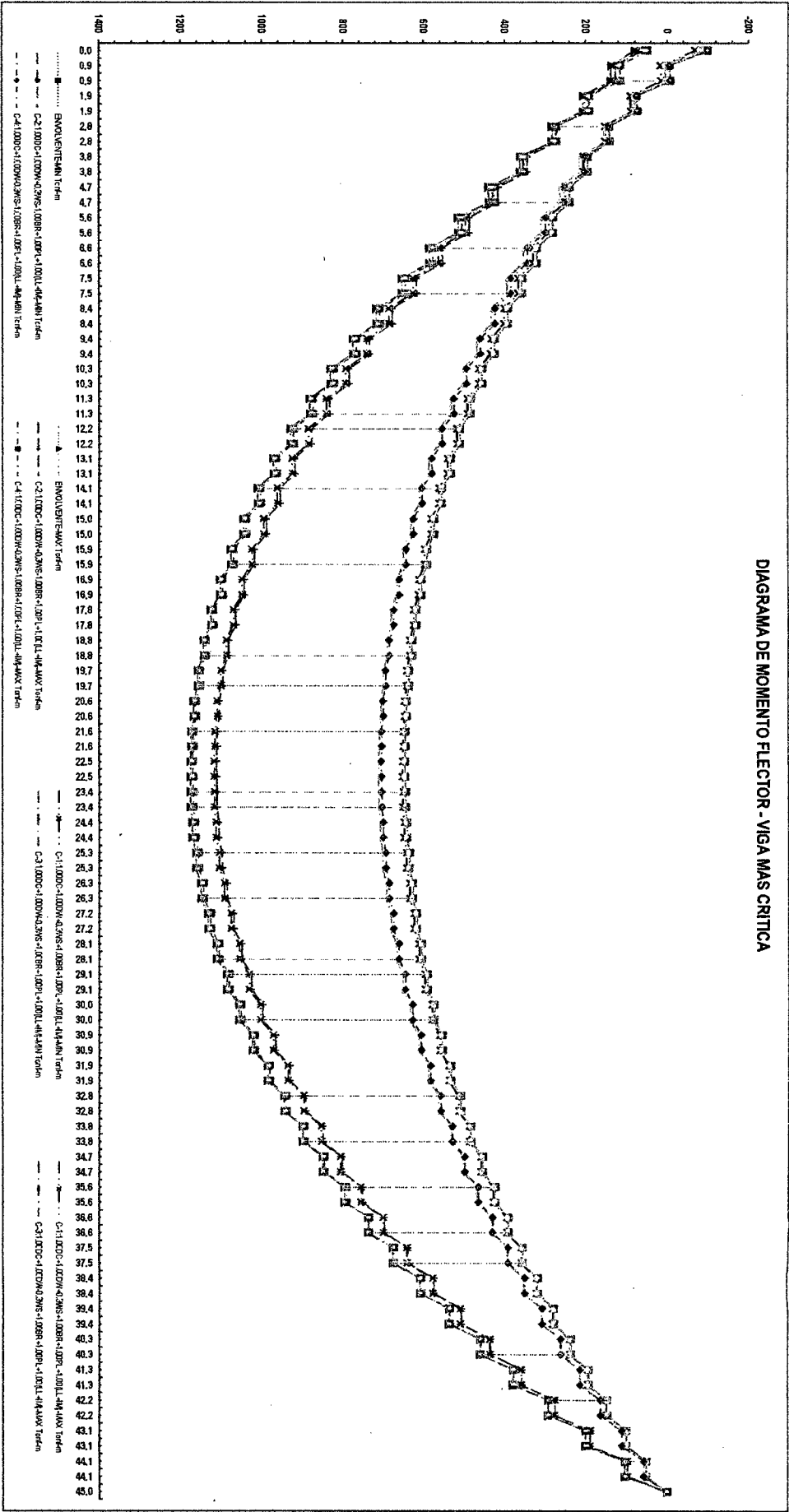
ANEXO N° 37: Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO N° 38: Diagrama de Momento Flector – Servicio I

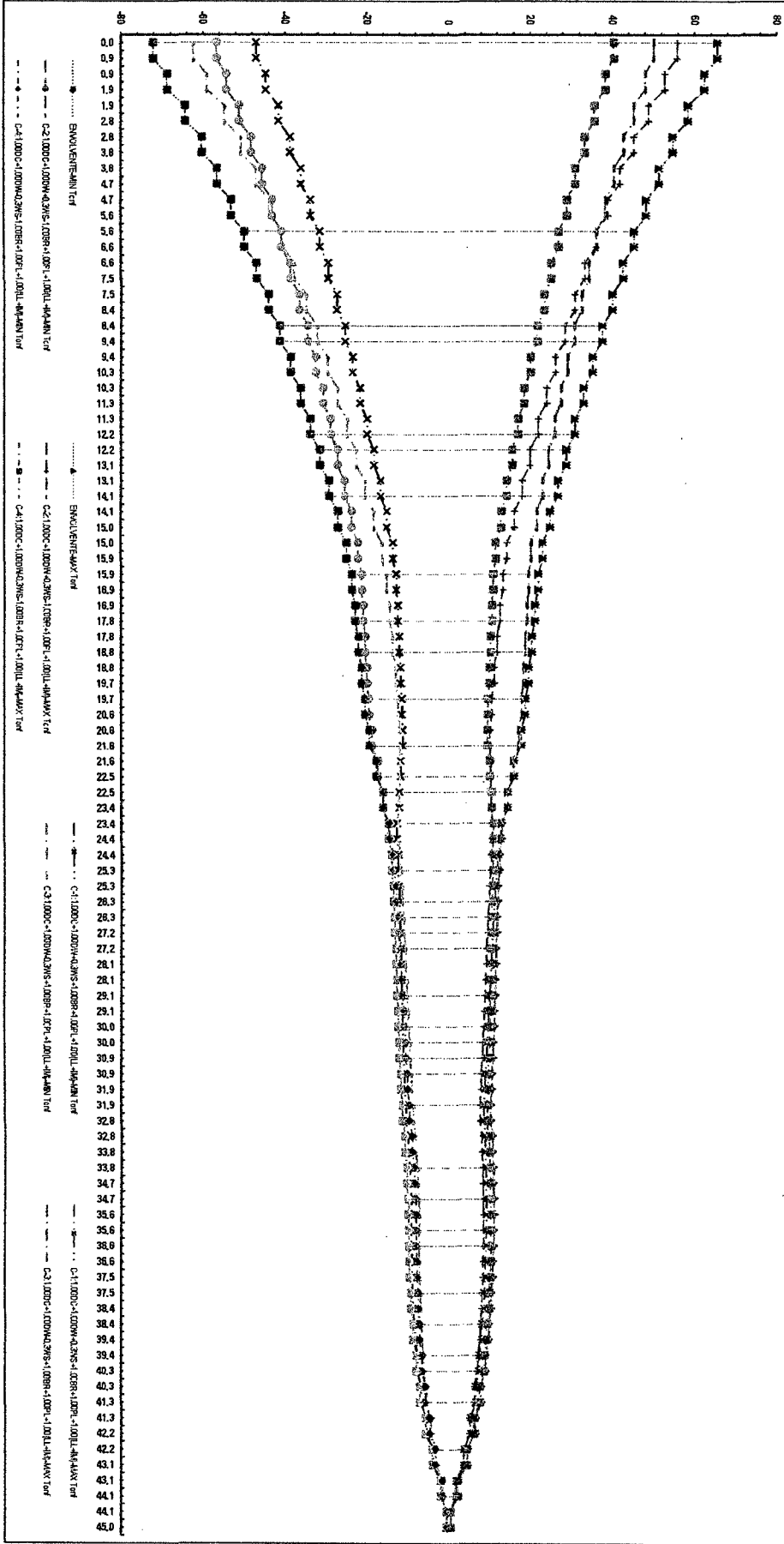
DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR - VIGA MAS CRITICA



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

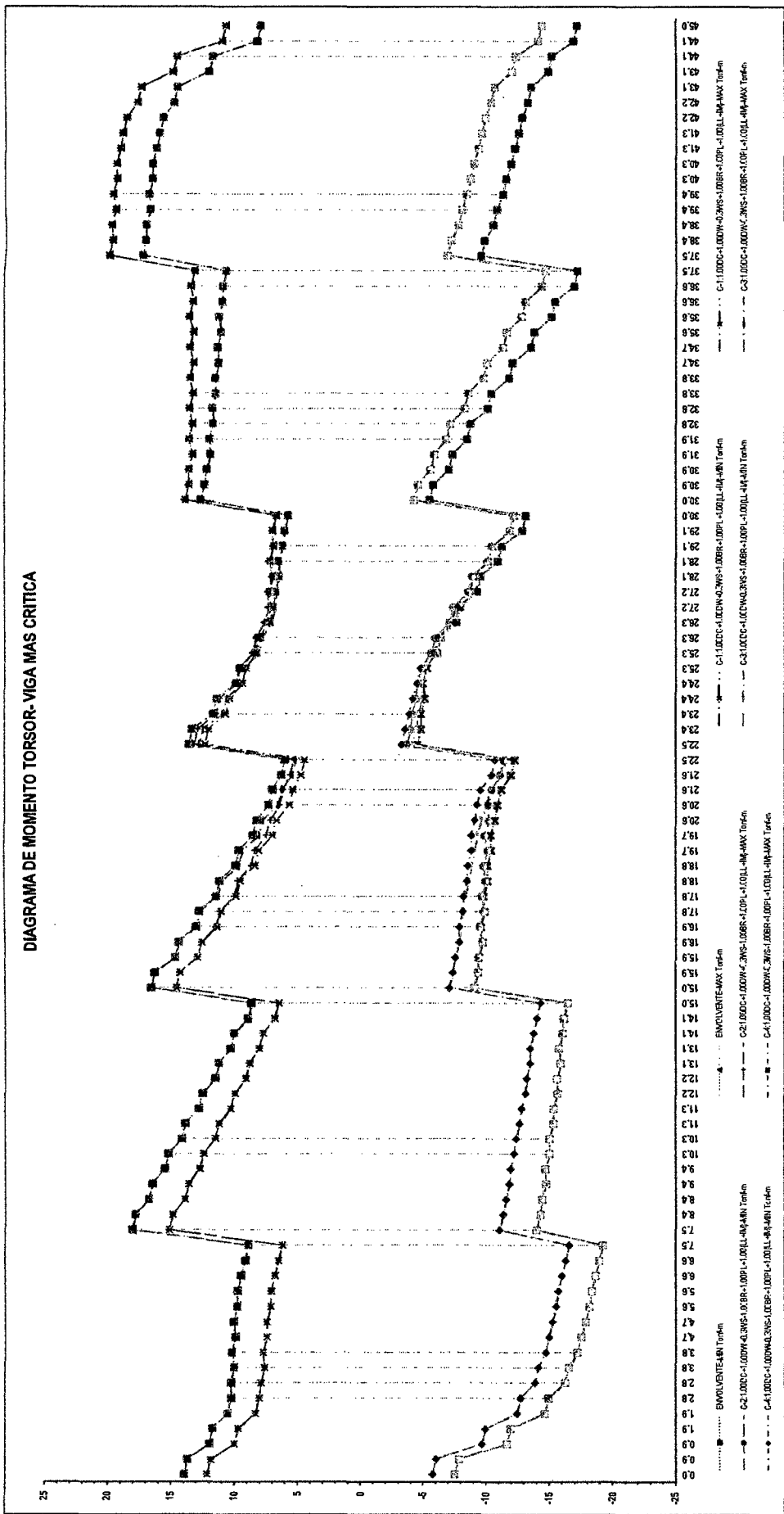
ANEXO N° 39: Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I

DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL- VIGA MAS CRITICA



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

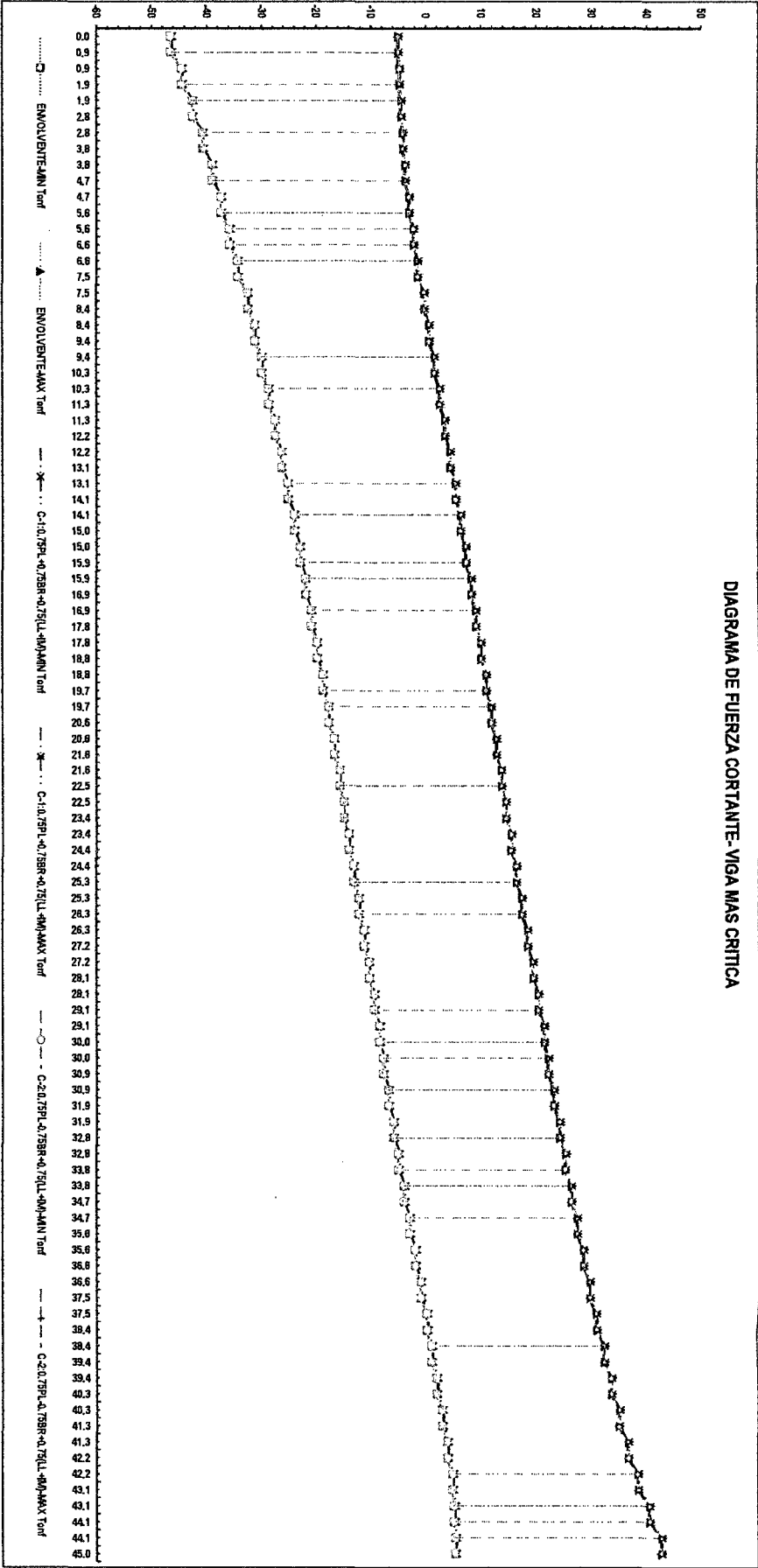
ANEXO Nº 40: Diagrama de Momento Torsor – Servicio I



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO Nº 41 : Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga

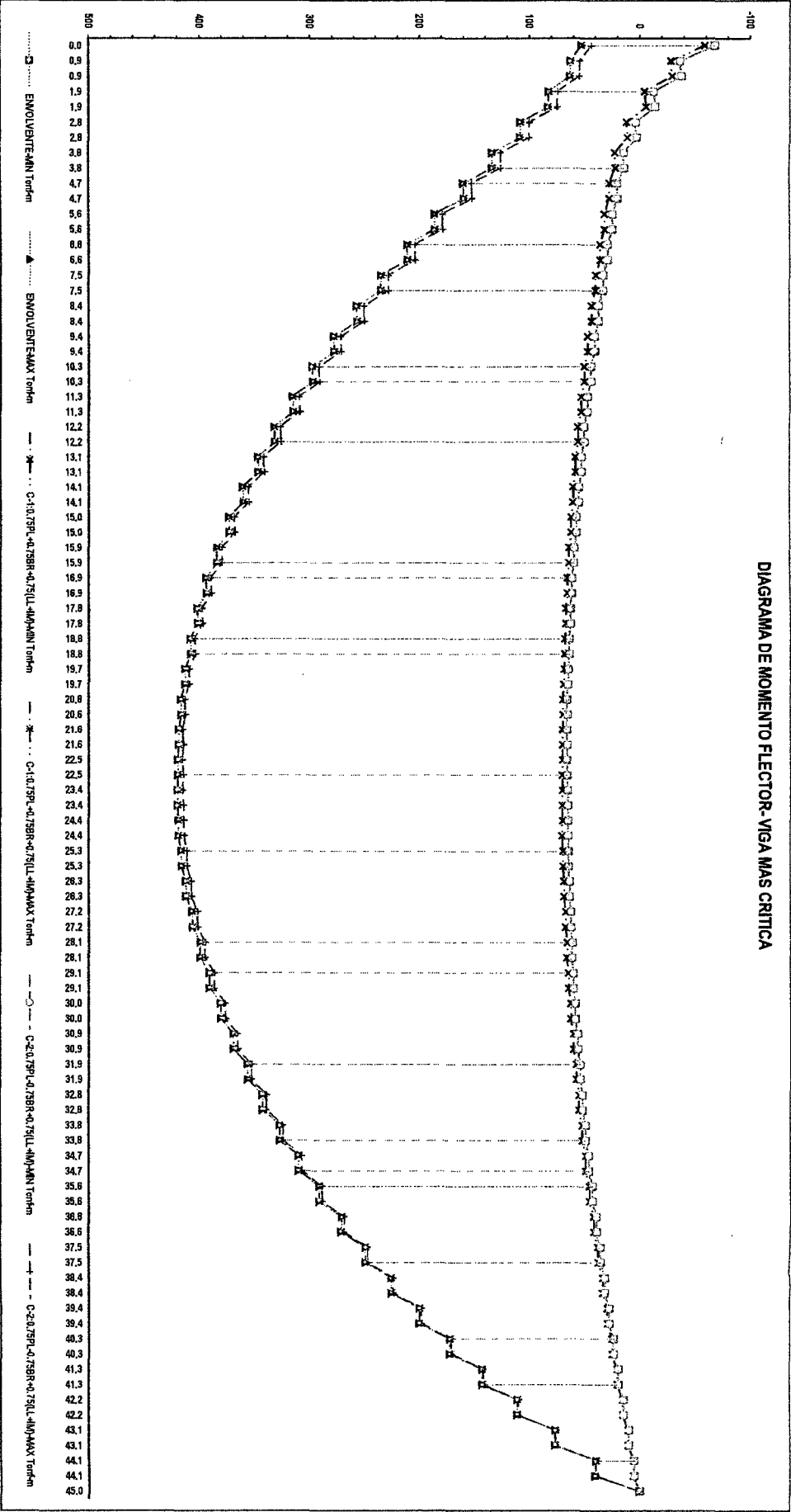
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE- VIGA MAS CRITICA



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO N° 42: Diagrama de Momento Flector – Fatiga

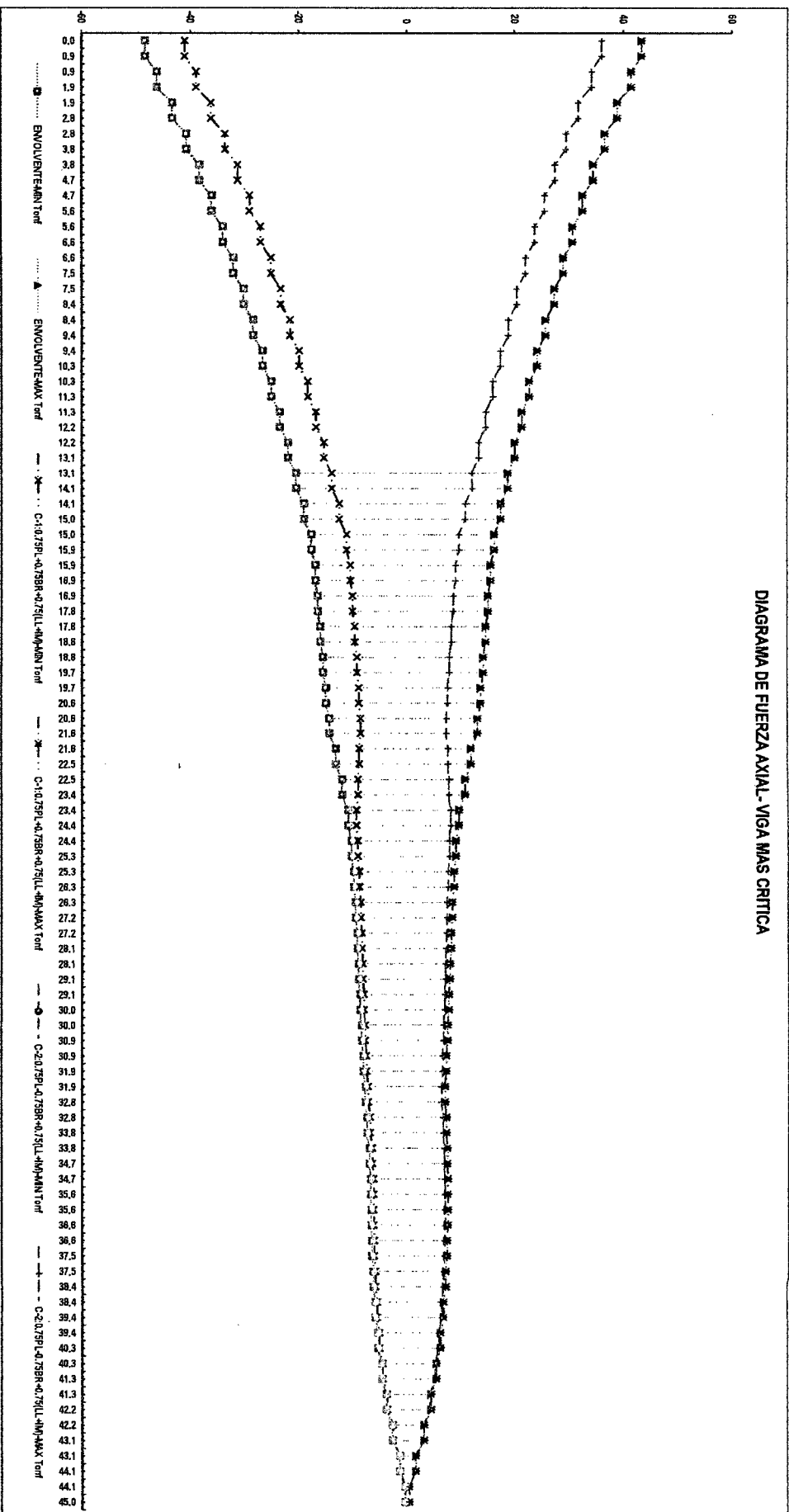
DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR-VIGA MAS CRITICA



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO N° 43: Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga

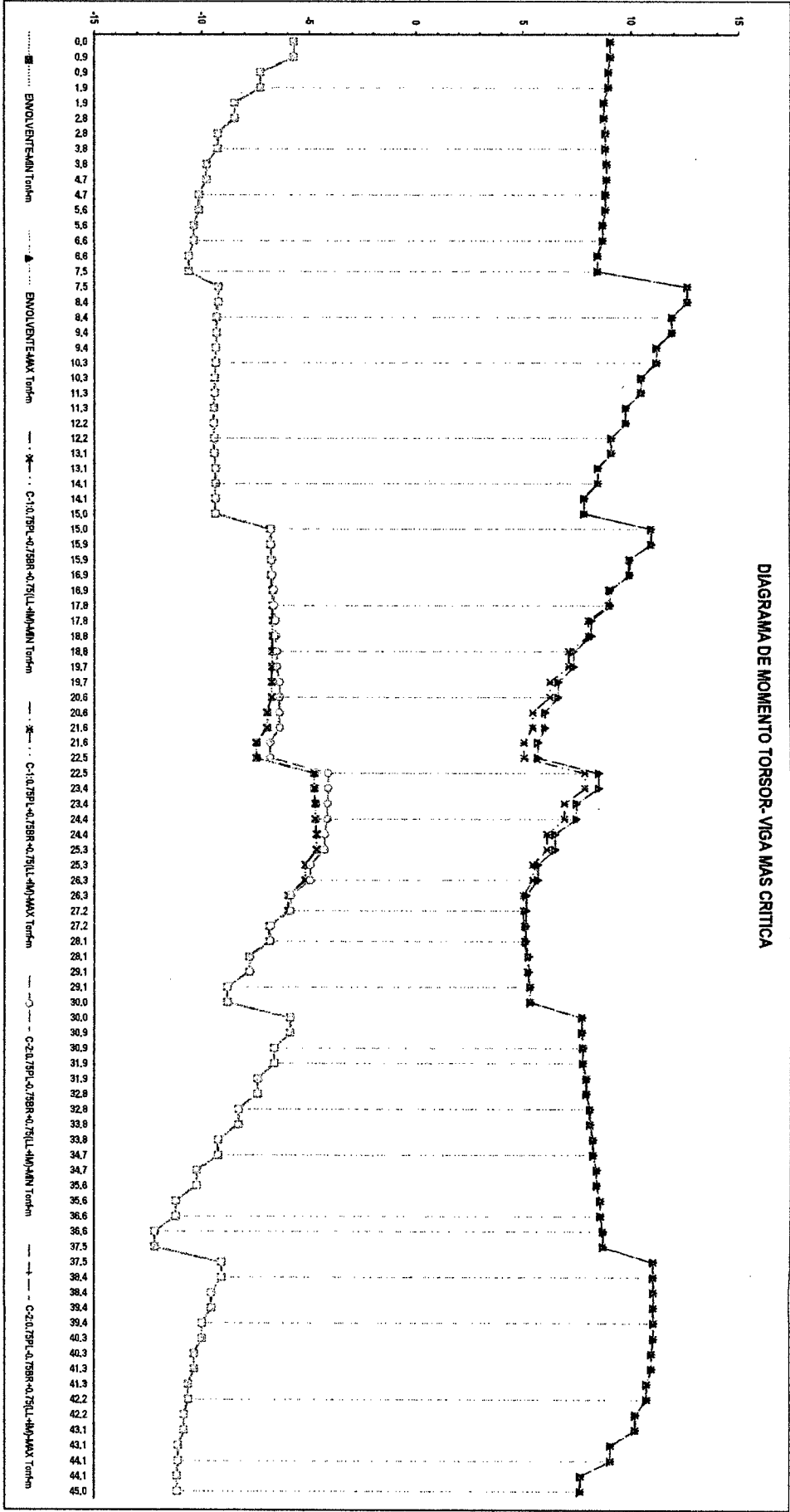
DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL- VIGA MAS CRITICA



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

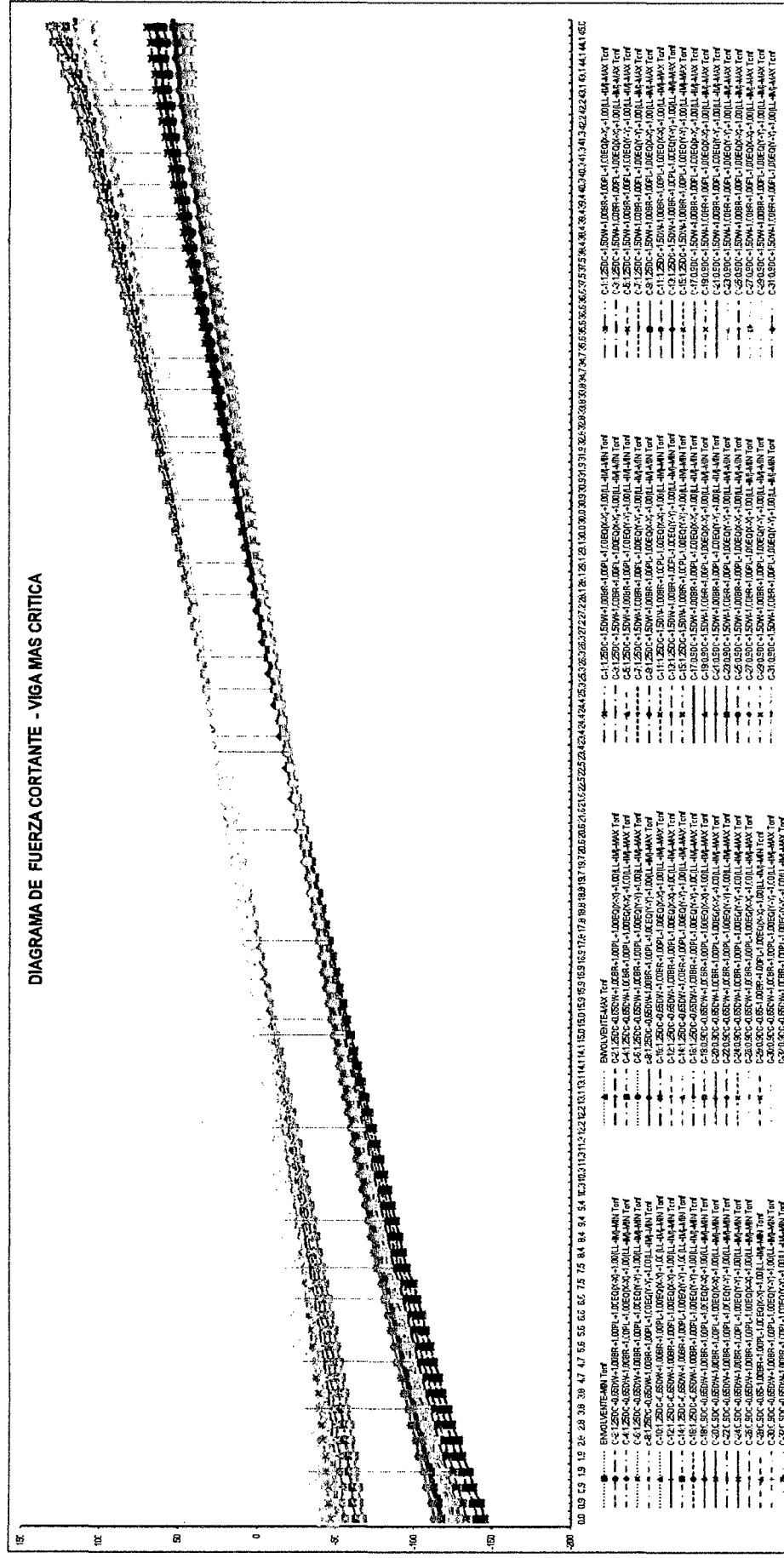
ANEXO N° 44: Diagrama de Momento Torsor – Fatiga

DIAGRAMA DE MOMENTO TORSOR- VIGA MAS CRITICA



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

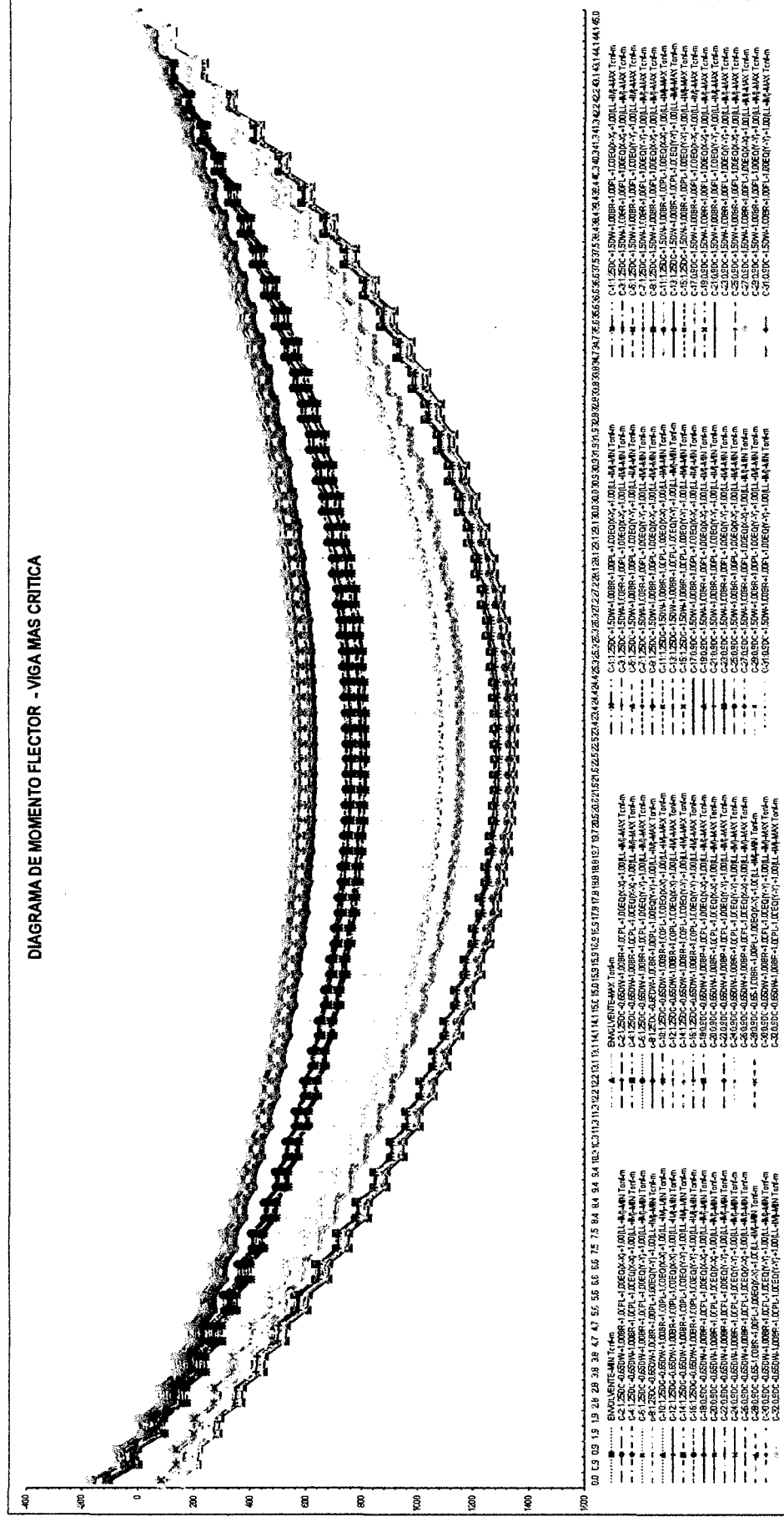
ANEXO Nº 45: Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I



Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

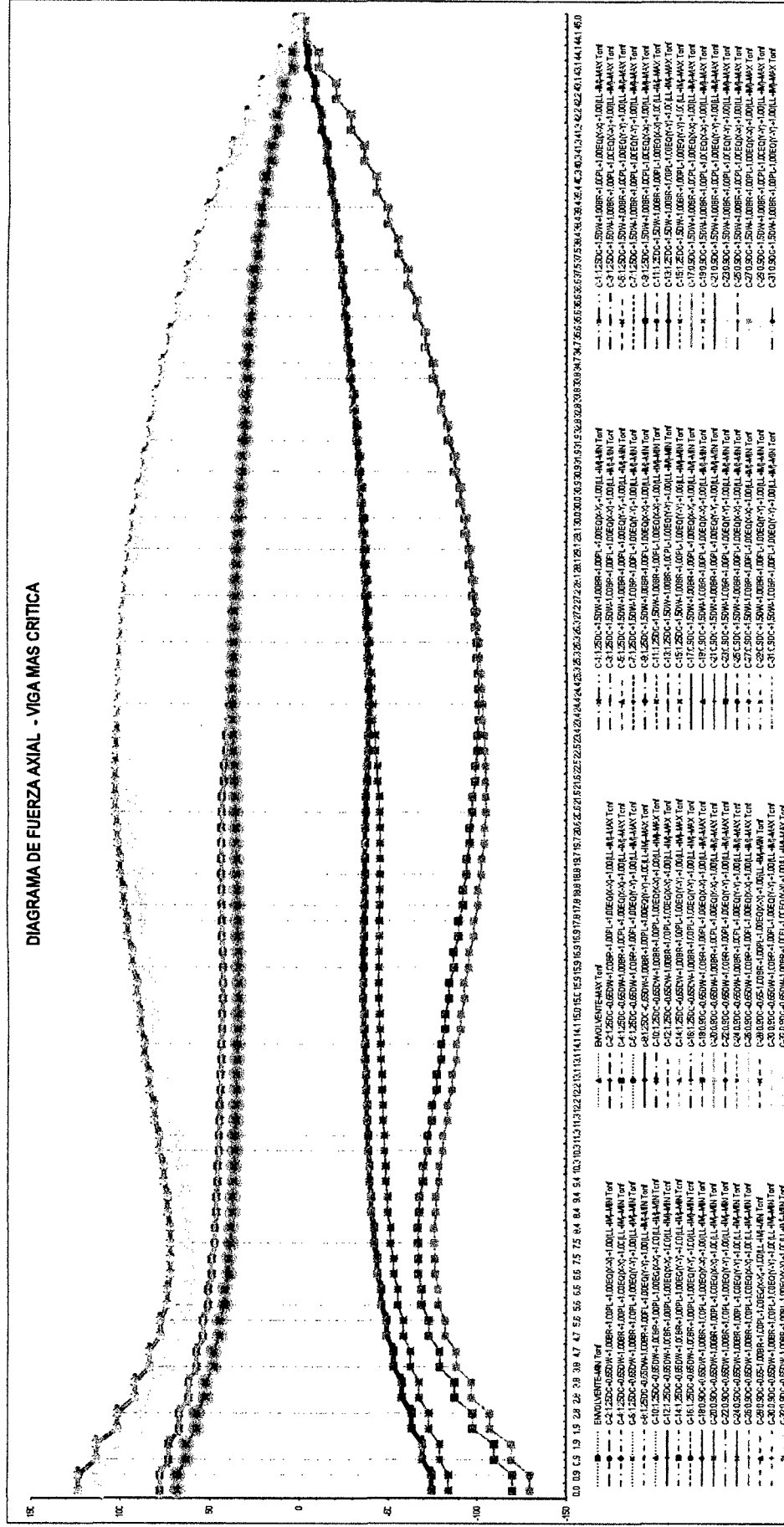
ANEXO Nº 46: Diagrama de Momento Flector – Evento Extremo I

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR - VIGA MAS CRITICA



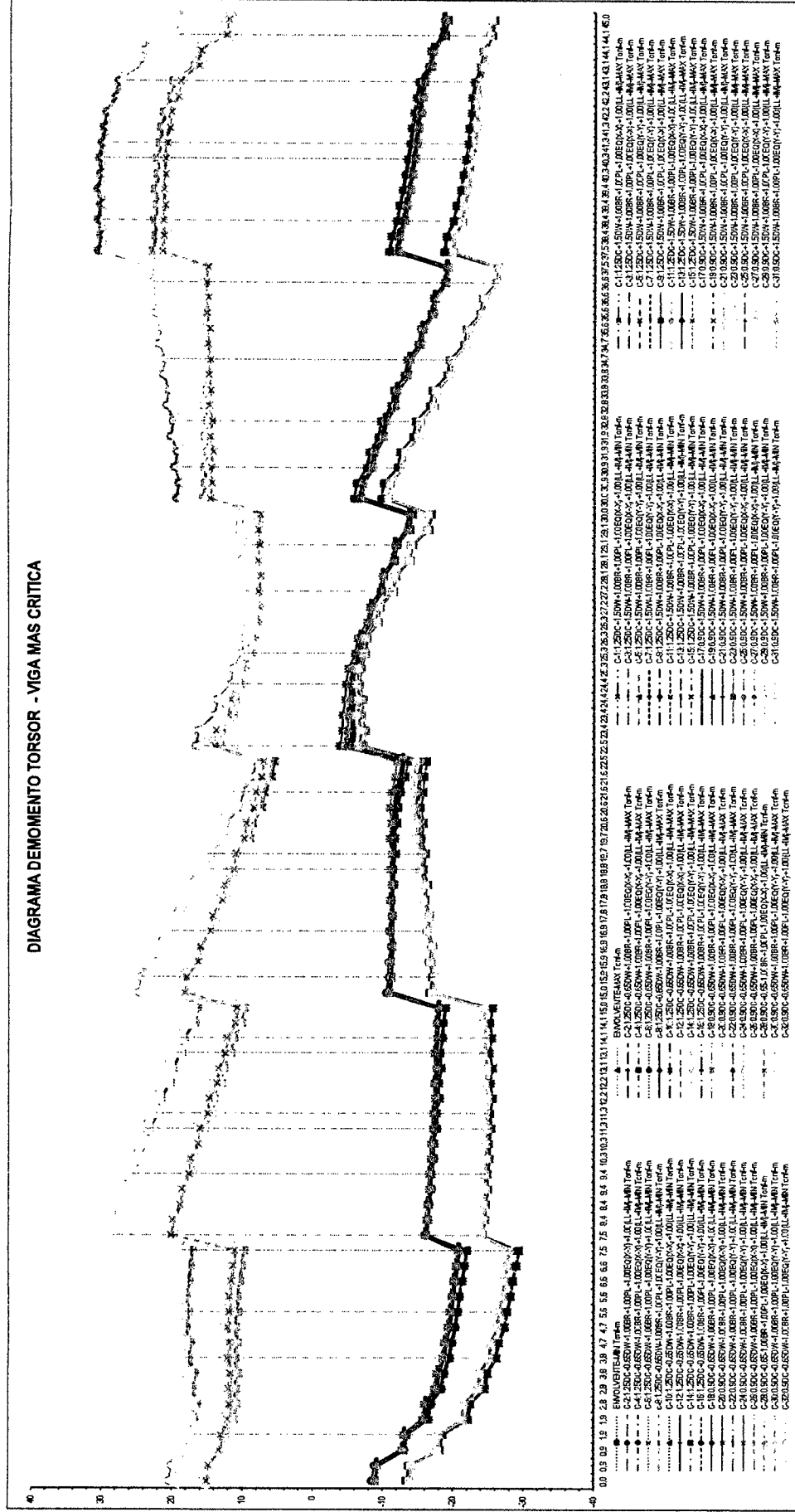
Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO N° 47: Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo



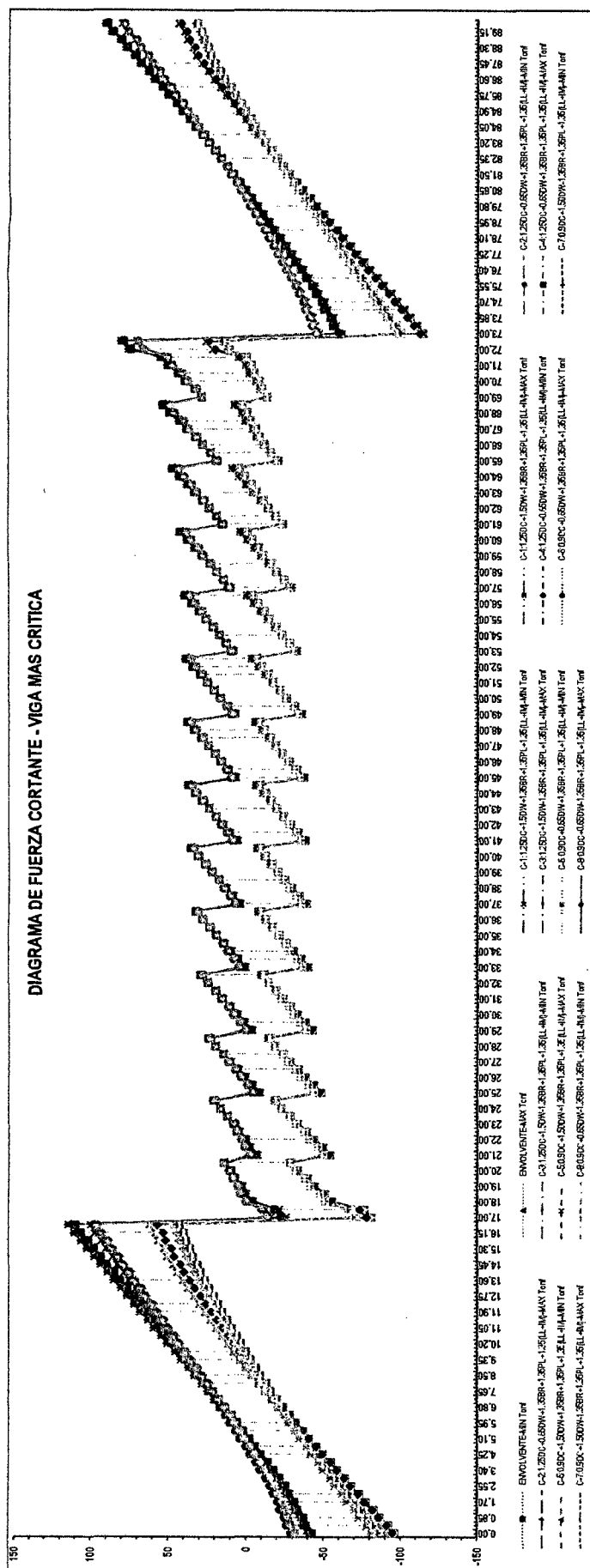
Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO Nº 48: Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo



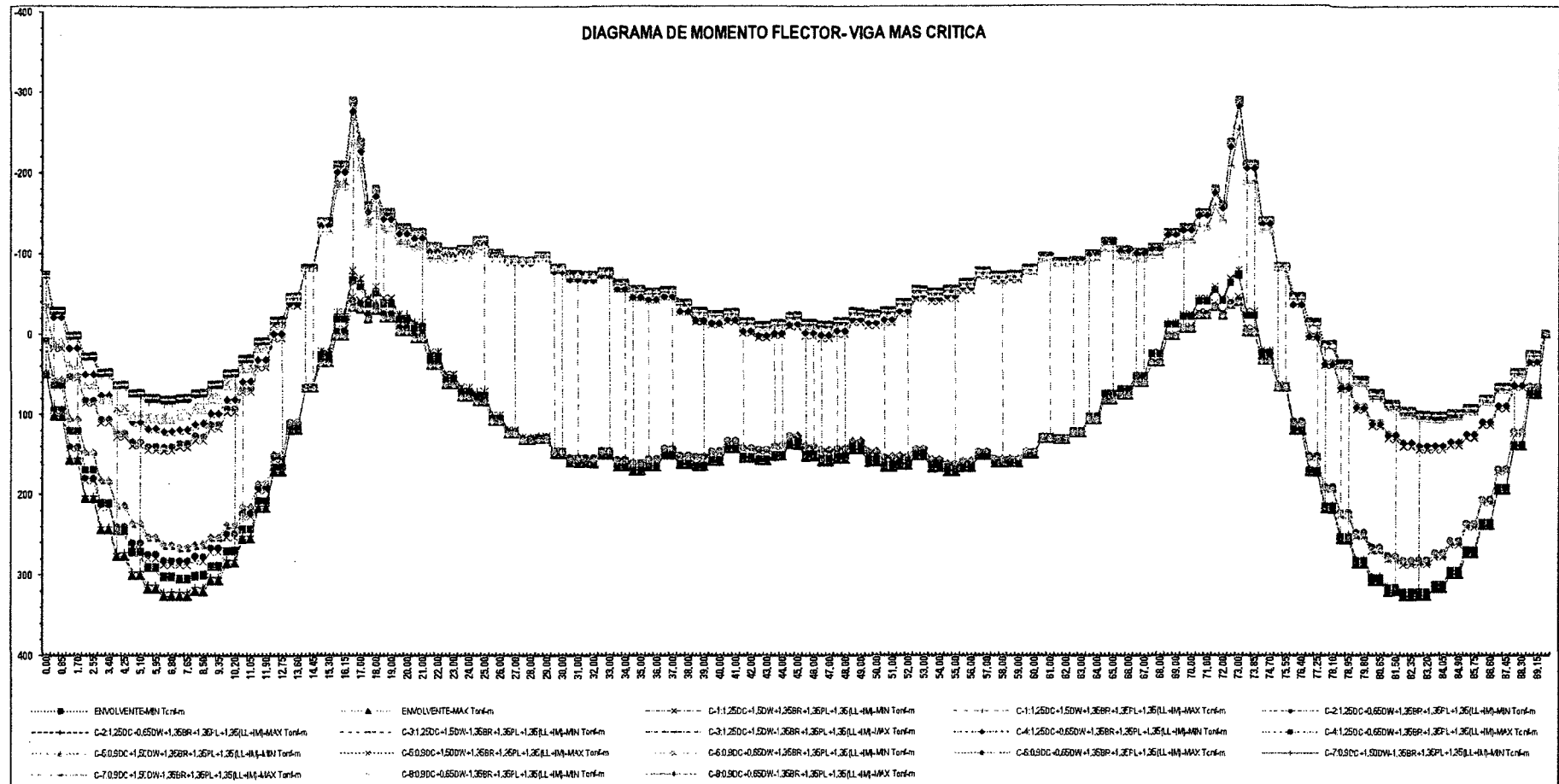
Segunda Propuesta – Primer y Segundo Tramo.

ANEXO N° 49: Diagrama de Fuerza Cortante – Resistencia II



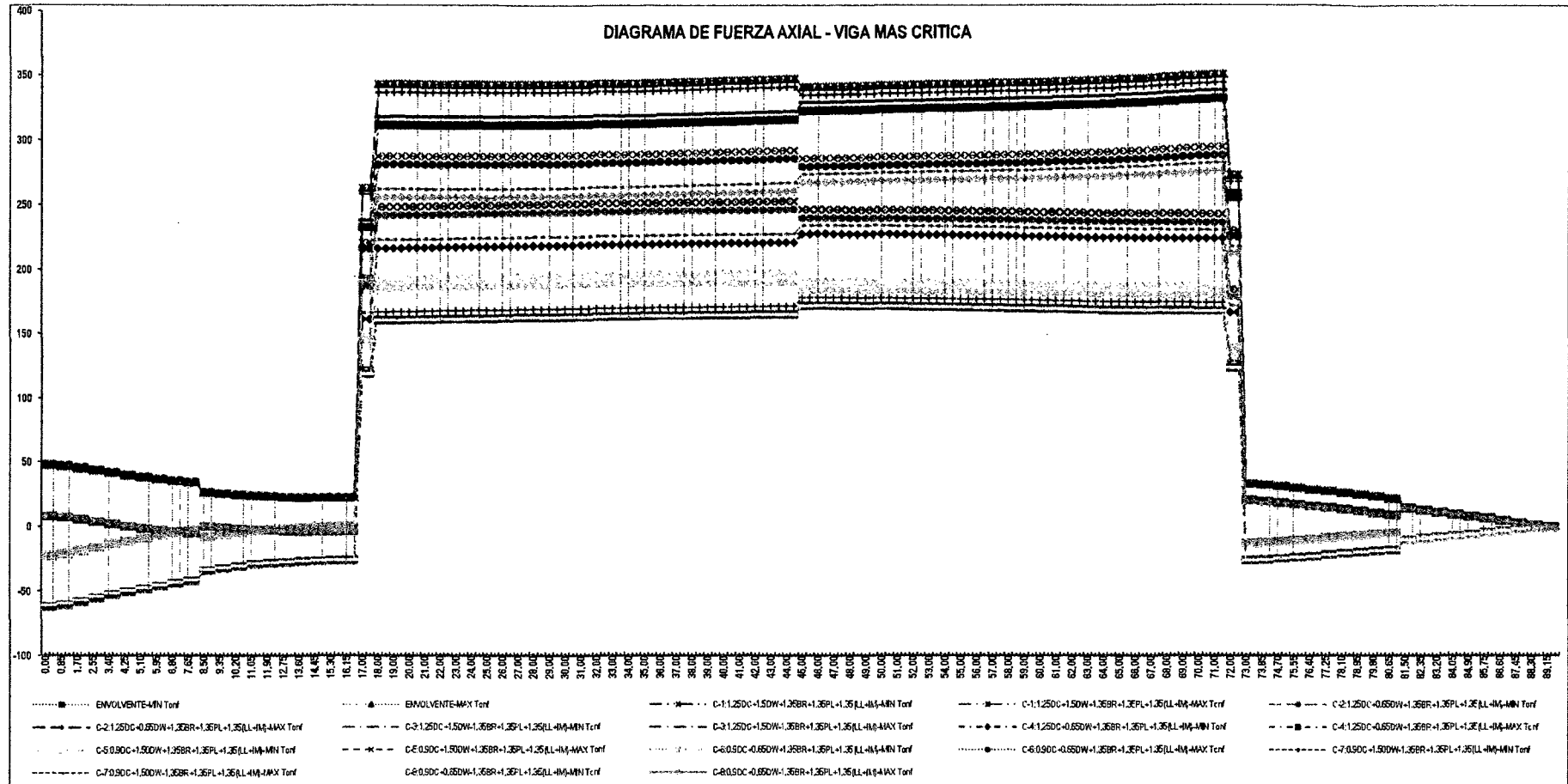
Tercera Propuesta

ANEXO Nº 50: Diagrama de Momento Flector – Resistencia II



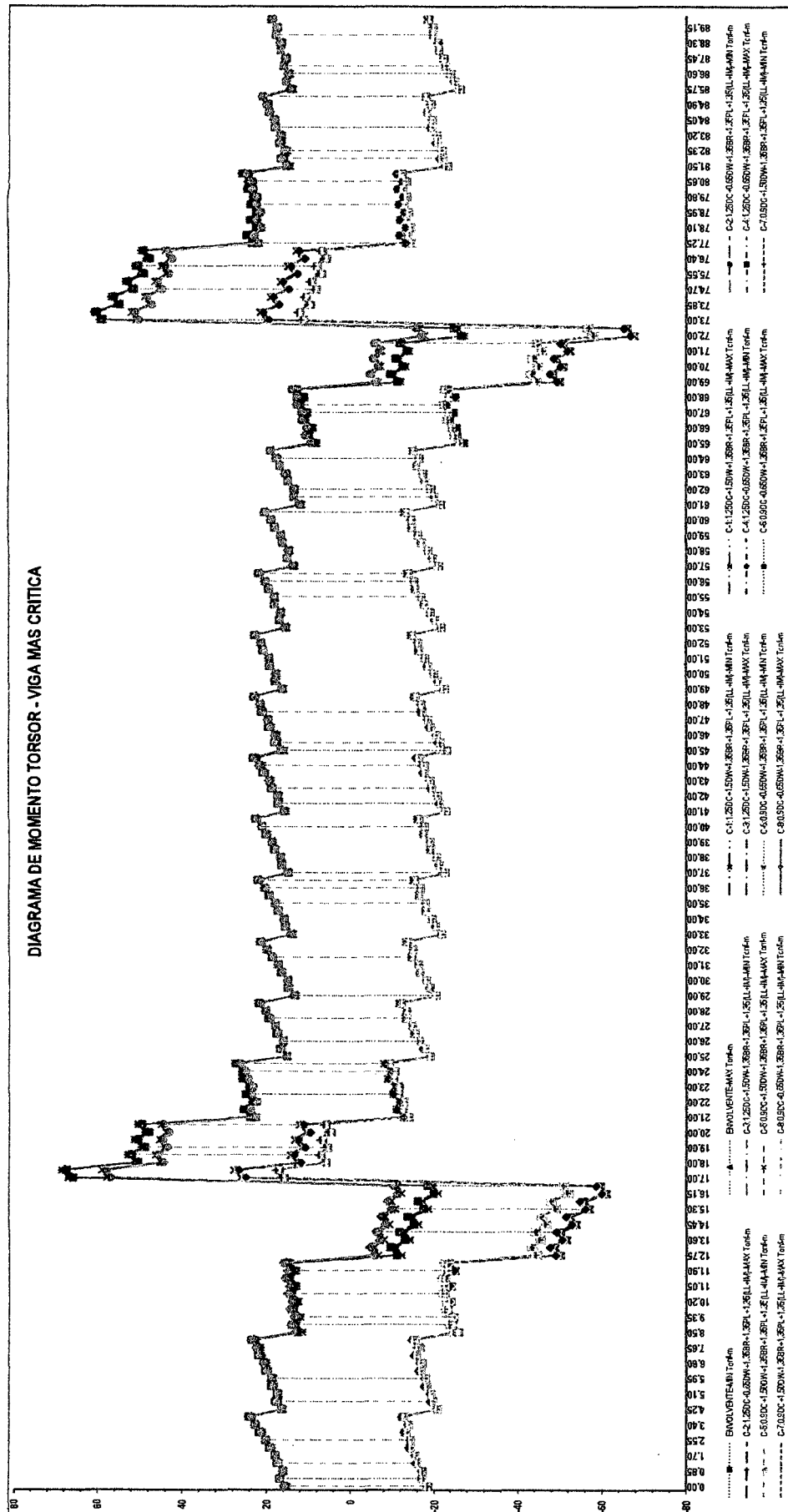
Tercera Propuesta

ANEXO Nº 51: Diagrama de Fuerza Axial – Resistencia II



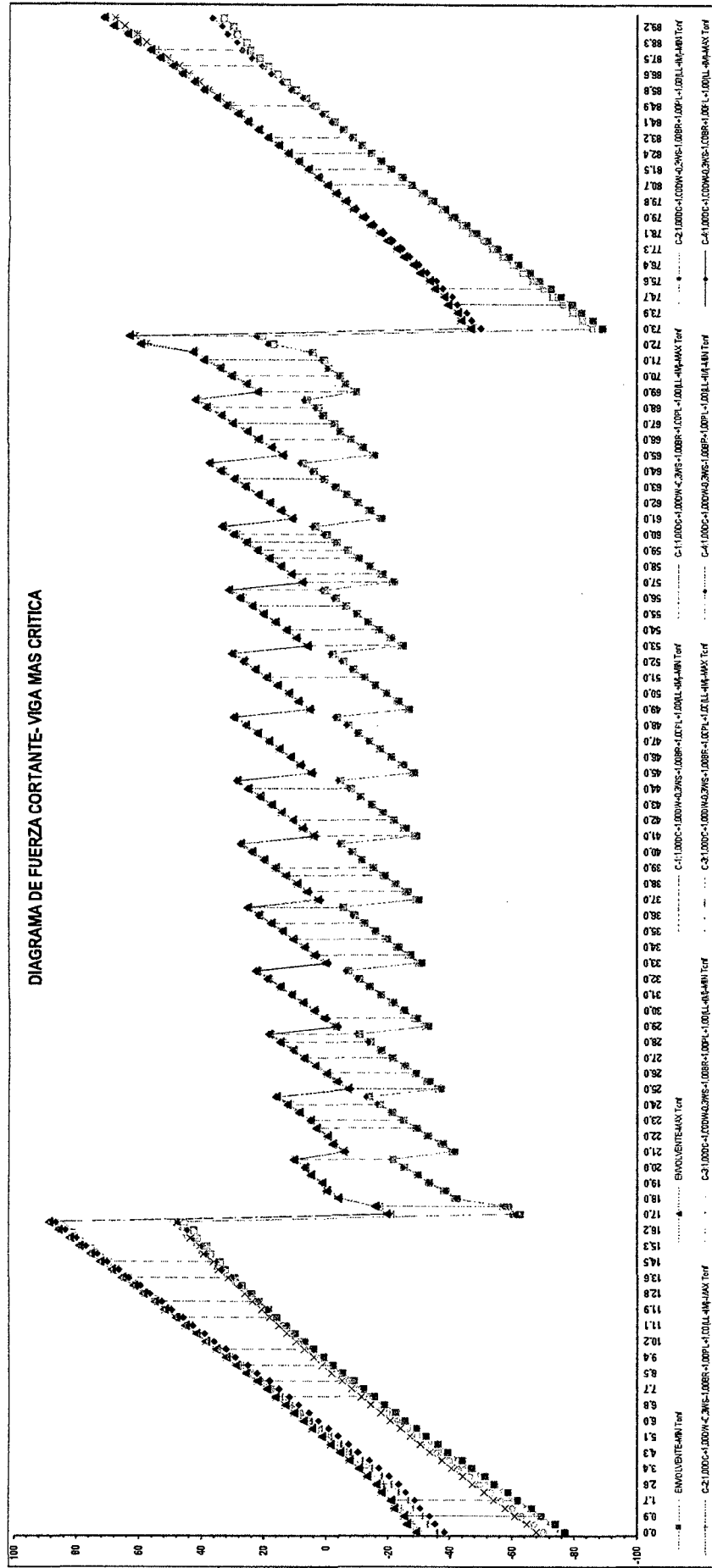
Tercera Propuesta.

ANEXO Nº 52: Diagrama de Momento Torsor – Resistencia II



Tercera Propuesta.

ANEXO Nº 53: Diagrama de Fuerza Cortante – Servicio I



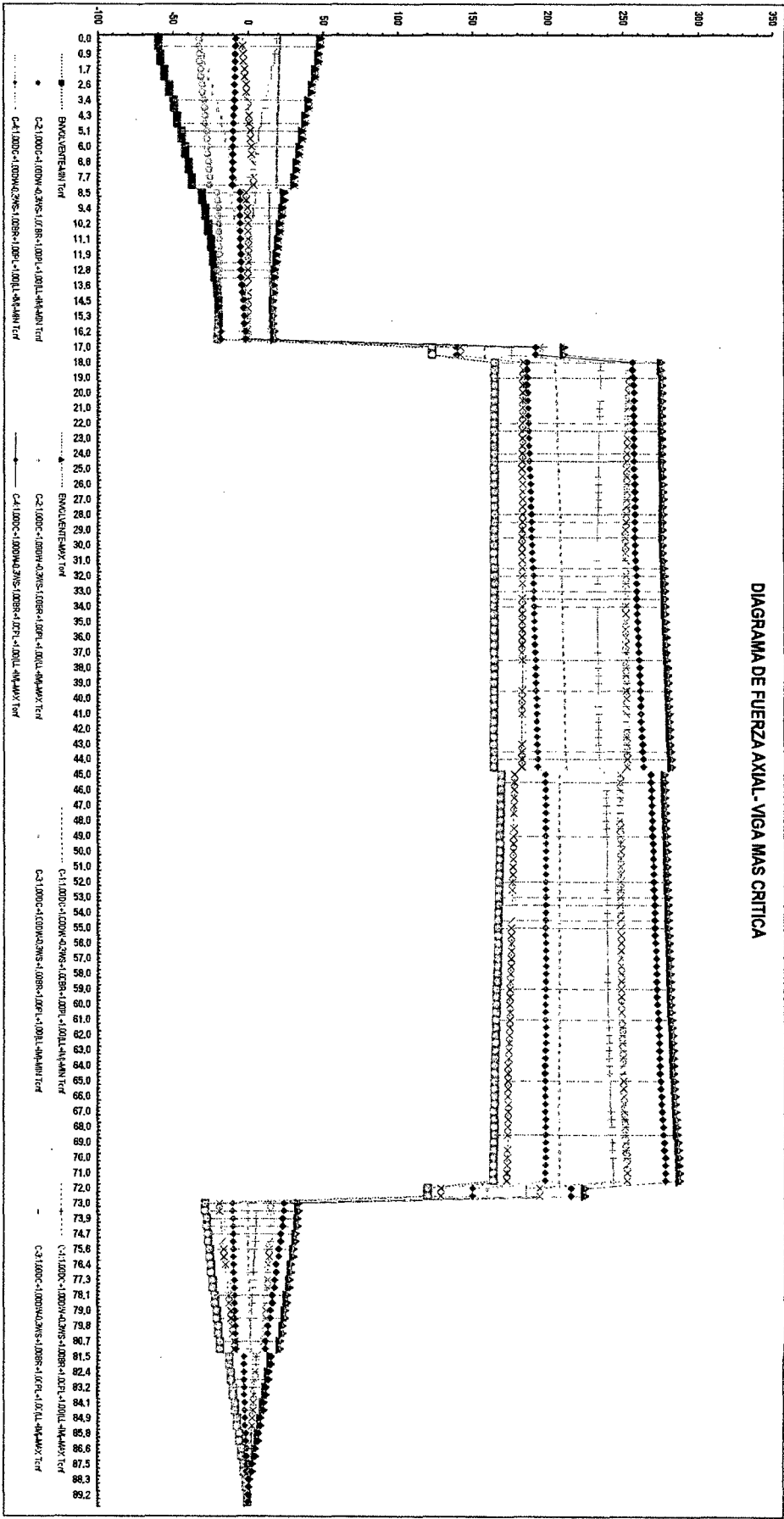
Tercera Propuesta.

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR - VIGA MAS CRITICA



ANEXO Nº 55: Diagrama de Fuerza Axial – Servicio I

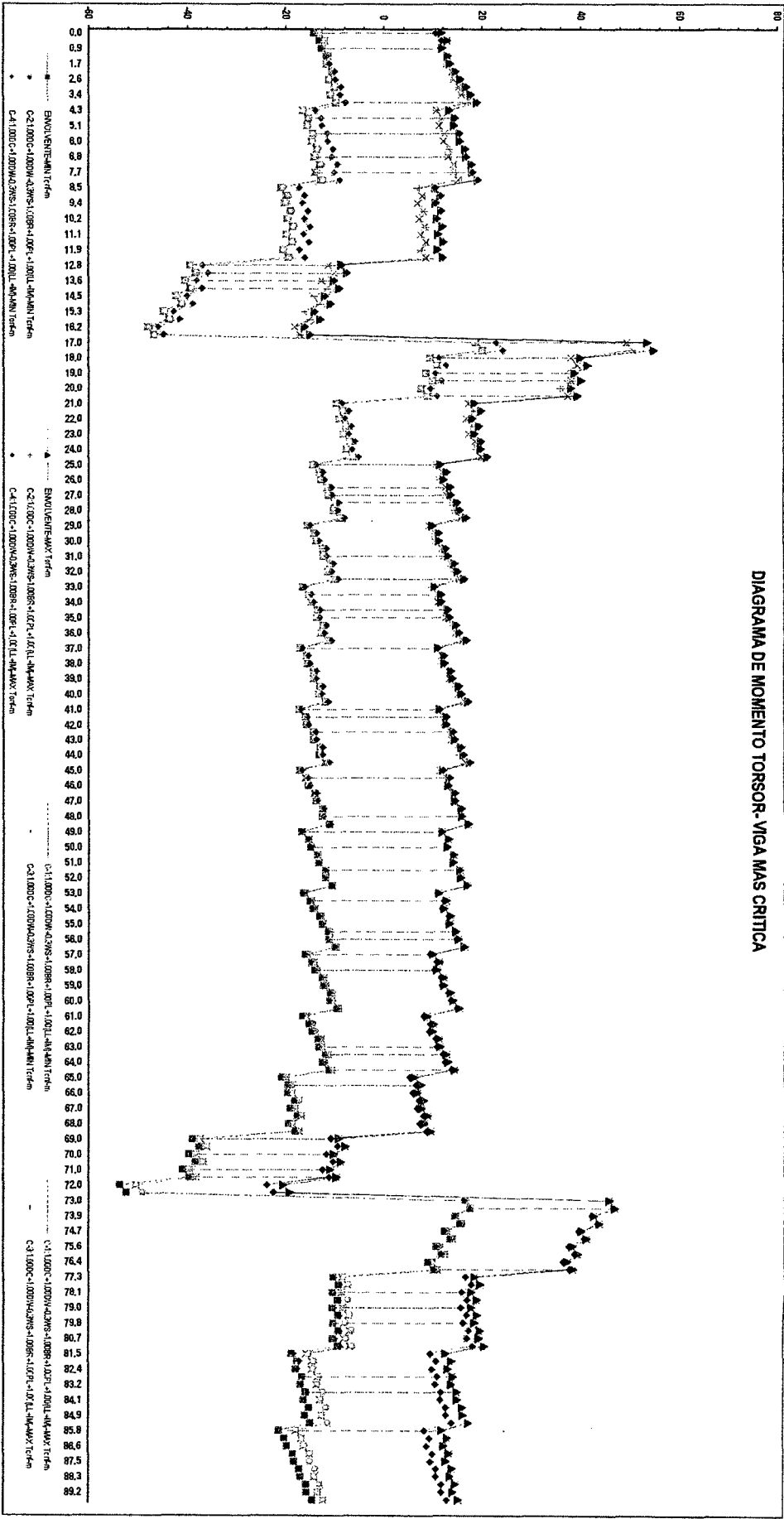
DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL- VIGA MAS CRITICA



Tercera Propuesta.

ANEXO Nº 56: Diagrama de Momento Torsor – Servicio I

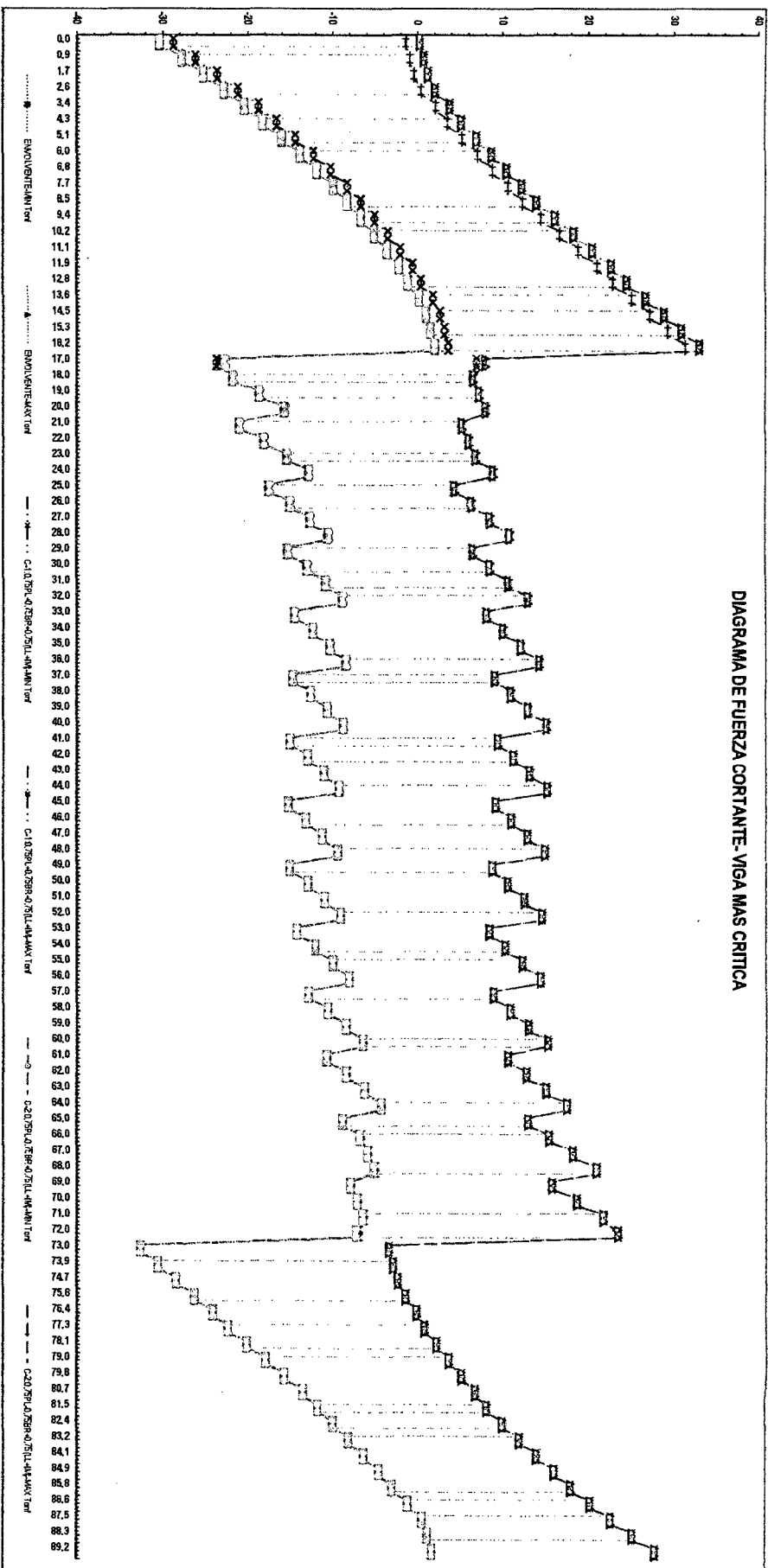
DIAGRAMA DE MOMENTO TORSOR-VIGA MAS CRITICA



Tercera Propuesta.

ANEXO Nº 57: Diagrama de Fuerza Cortante – Fatiga

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE- VIGA MAS CRITICA



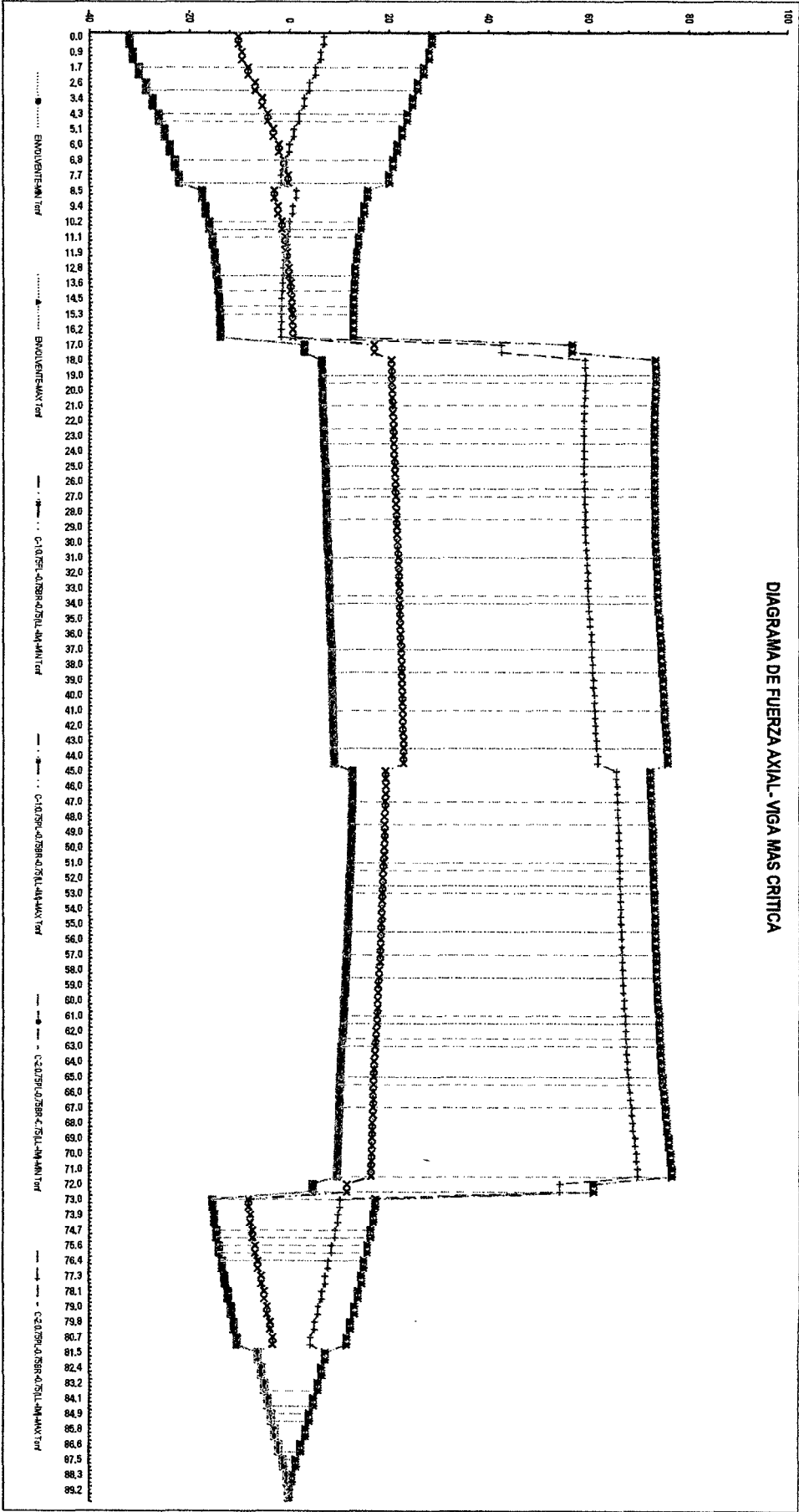
Tercera Propuesta.

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR-VIGA MAS CRITICA



ANEXO Nº 59: Diagrama de Fuerza Axial – Fatiga

DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL - VIGA MAS CRITICA

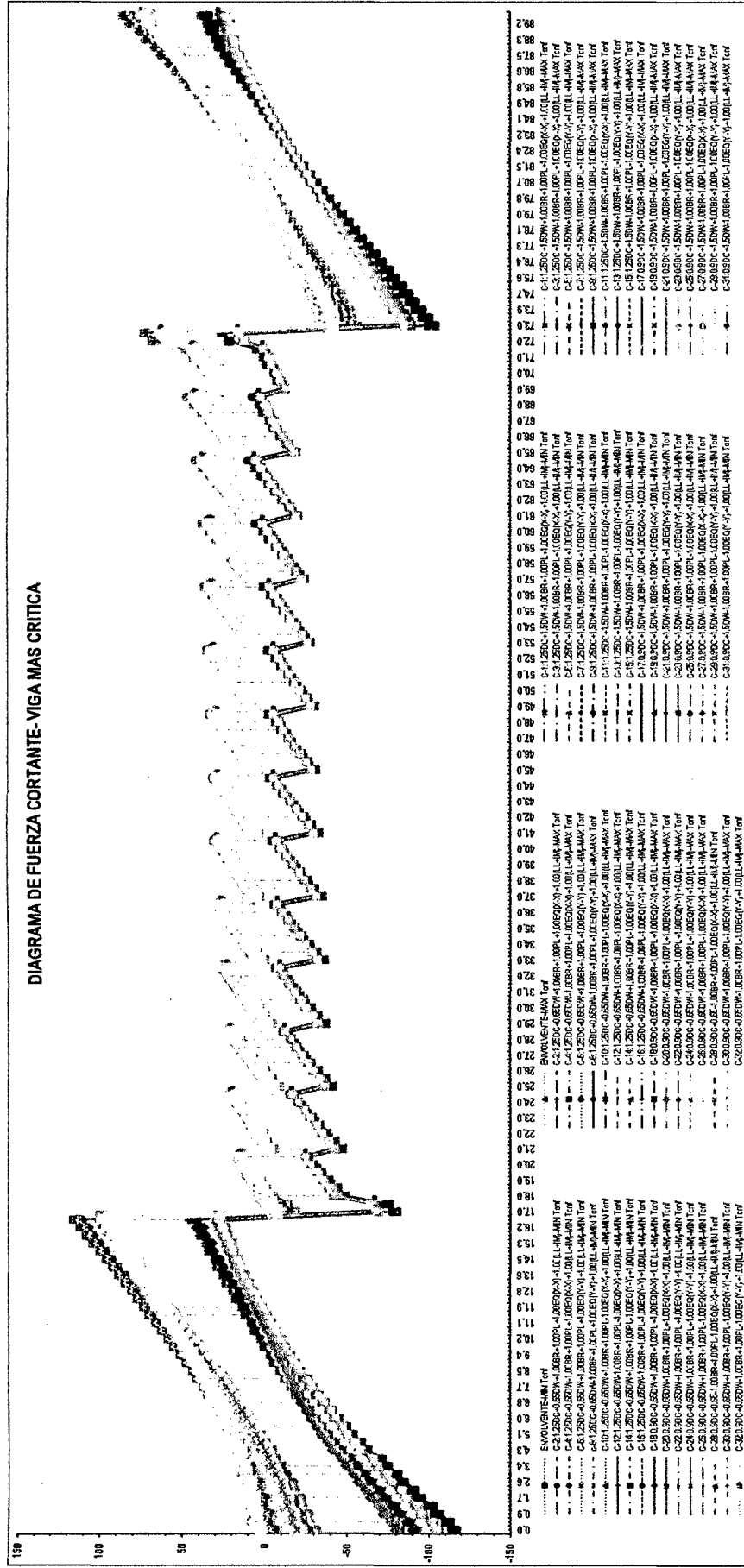


Tercera Propuesta.

DIAGRAMA DE MOMENTO TORSOR-VIGA MAS CRITICA

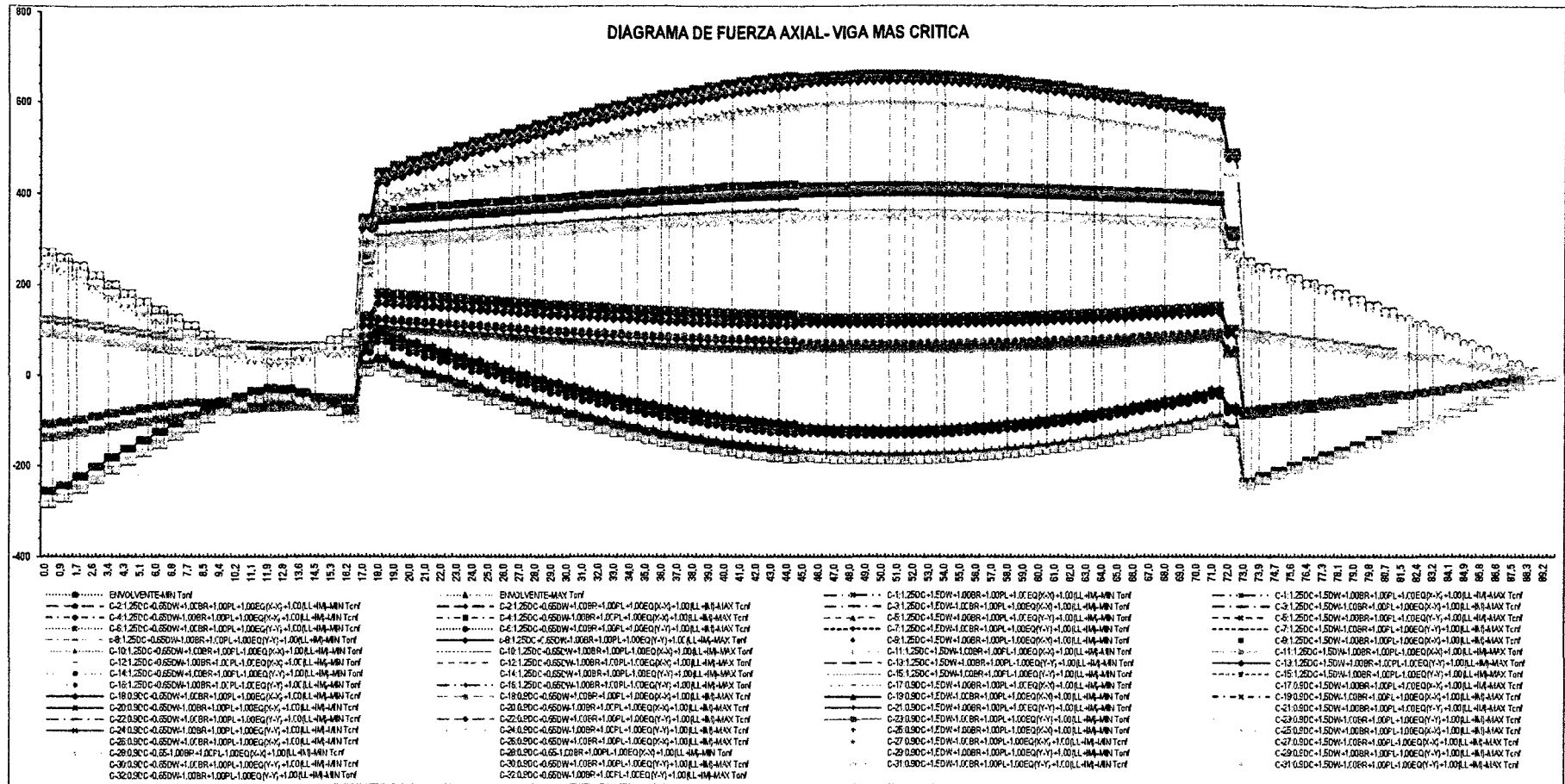


ANEXO Nº 61: Diagrama de Fuerza Cortante – Evento Extremo I



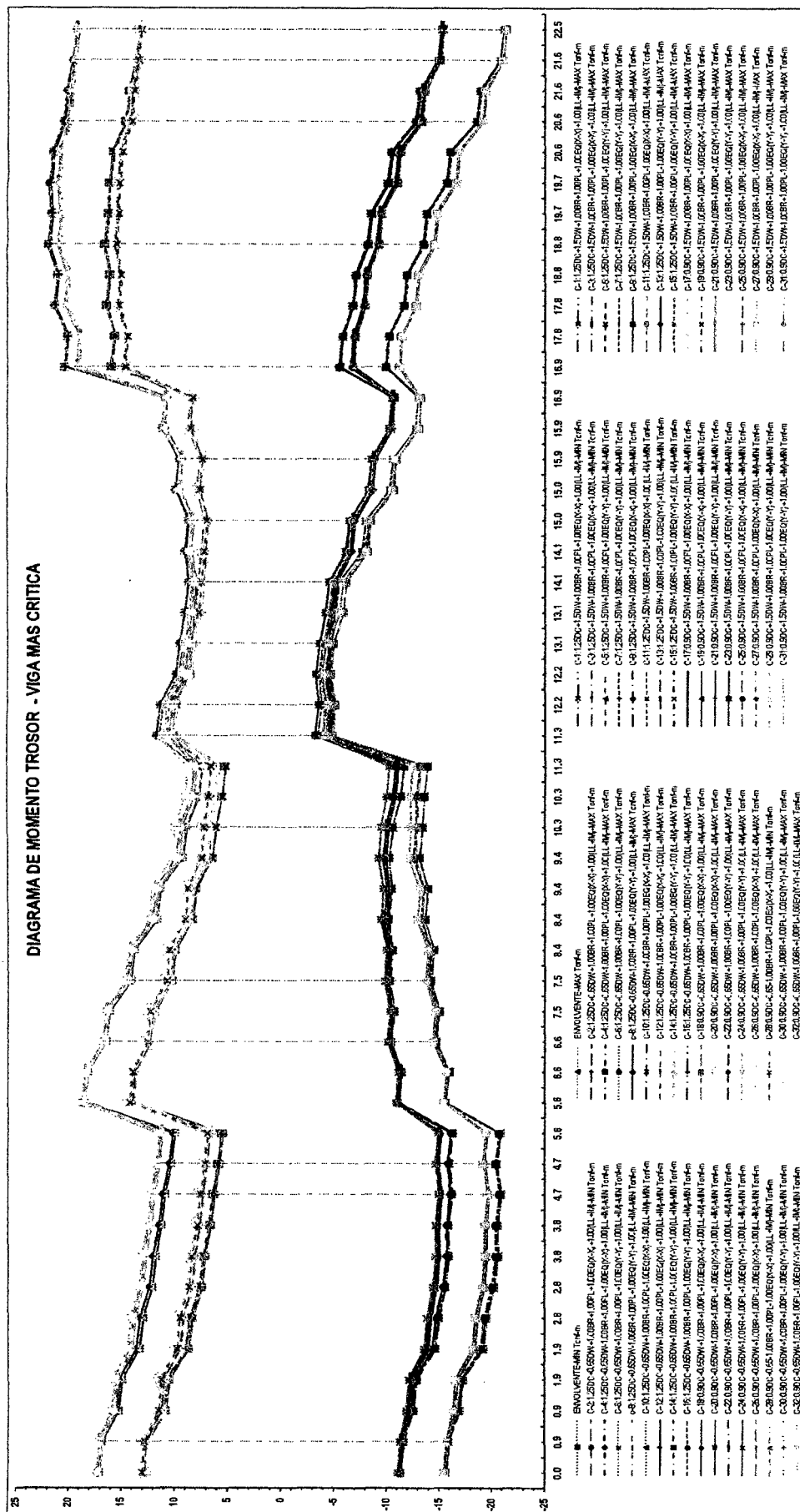
Tercera Propuesta.

ANEXO Nº 63: Diagrama de Fuerza Axial – Evento Extremo I



Tercera Propuesta.

ANEXO Nº 64: Diagrama de Momento Torsor – Evento Extremo I



Tercera Propuesta.

ANEXO Nº 65: PLANOS